

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## U.O. INFRASTRUTTURE SUD

## PROGETTO DEFINITIVO

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

FABBRICATI VIAGGIATORI

Fermata Pontecagnano Aeroporto - Sottopasso emergenza

Relazione di calcolo della struttura della scala

SCALA:

-

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

NN1X

00

D

78

CL

FV05B0

004

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	ITA FERR S.p.A. Gruppo Ferrovie dello Stato Direzione Generale UO Infrastrutture Sud Dott. Ing. David Tiberti Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10876

NN1X.0.0.D.78.CL.FV.05.B.0.004.B

n. Elab.:

## INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	3
3. PROGETTO NUOVI VANI SCALE.....	4
3.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	4
3.2. UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA .....	4
3.3. MATERIALI.....	5
3.4. INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	6
3.5. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	7
4. SEZIONE 1: SEZIONE A "U" .....	8
4.1. GEOMETRIA.....	9
4.2. MODELLAZIONE ADOTTATA .....	9
4.3. ANALISI DEI CARICHI.....	11
4.4. COMBINAZIONI DI CARICO .....	17
4.5. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI.....	22
4.5.1. INVILUPPO SLU/SLV.....	22
4.5.2. INVILUPPO SLE (RARA).....	26
4.6. VERIFICHE SLU/SLV/SLE.....	29
4.7. ARMATURE DI RIPARTIZIONE .....	32
4.8. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE.....	35
5. SEZIONE 2 - SEZIONE SCATOLARE .....	36
5.1. GEOMETRIA.....	36
5.2. MODELLAZIONE ADOTTATA .....	36
5.3. ANALISI DEI CARICHI.....	38
5.4. COMBINAZIONI DI CARICO .....	45
5.5. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI.....	51
5.5.1. INVILUPPO SLU/SLV.....	51
5.5.2. INVILUPPO SLE (RARA).....	55
5.6. VERIFICHE SLU/SLV/SLE.....	58
5.7. ARMATURE DI RIPARTIZIONE .....	64
5.8. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE.....	67

## 1. PREMESSA

Nella presente relazione di calcolo è sviluppato il progetto, ai sensi delle norme attualmente vigenti NTC18, dei muri di sostegno dei vani scale previsti nella stazione d'emergenza della stazione dell' "aeroporto Pontecagnano" di Salerno lungo la linea metropolitana "Salerno-Pontecagnano aeroporto" alla progressiva 8+800.

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 una sezione longitudinale, una trasversale e uno stralcio planimetrico dello stato di progetto della stazione:

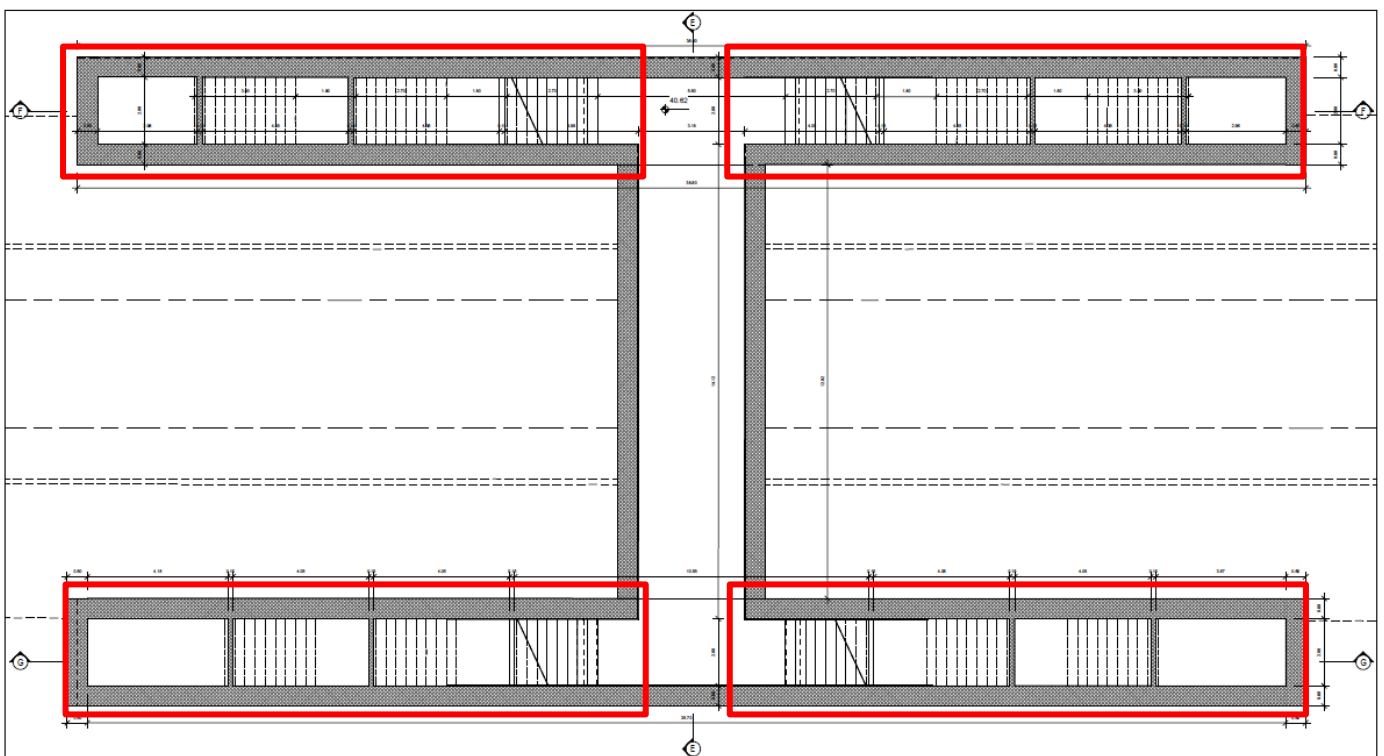


Figura 1a. Planimetria dell'opera con individuazione dei vani scala

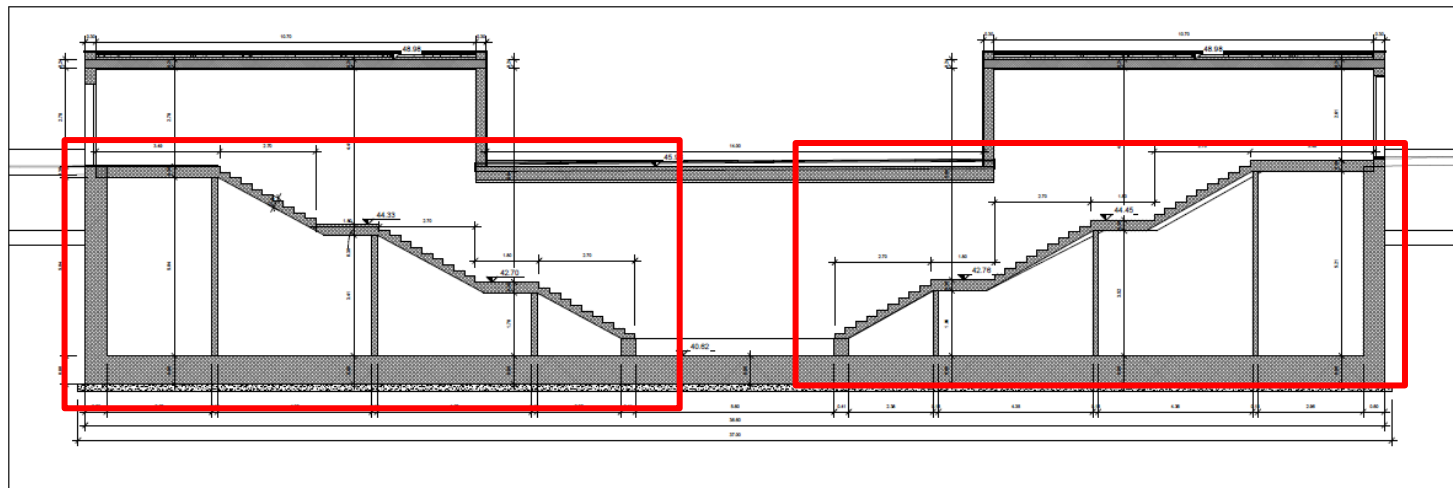


Figura 1b. Sezione longitudinale dell'opera con individuazione dei vani scale

## 2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nell'ambito del progetto della nuova stazione dell' aeroporto di Salerno è prevista la realizzazione di una stazione d'emergenza posta subito prima della stazione principale. In tale stazione d'emergenza sono previsti quattro vani scale per consentire il raggiungimento del piano dei binari dai sottopassi realizzati al di sotto della linea ferroviaria esistente. Nel seguito si riportano i calcoli necessari al dimensionamento delle strutture che costituiscono tali vani. Inoltre, vista la geometria di tali strutture, si è scelto di dimensionare due sezioni notevoli, una sezione a U in corrispondenza delle parti aperte in sommità (sezione 1 in Figura 2) e una sezione SCATOLARE in corrispondenza delle parti chiuse (sezione 2 in Figura 2).

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

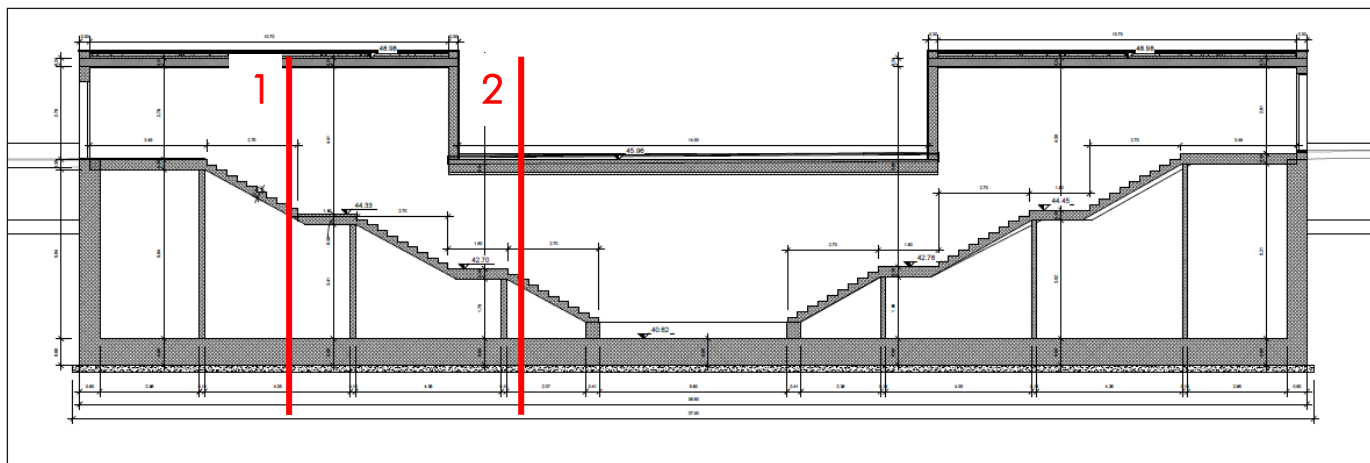


Figura 2. Individuazione sezione dimensionate

### 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

#### 3.2. 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> )	
$\epsilon$ (epsilon)	deformazione	(m/m)	-
$\phi$ (fi)	angolo di resistenza	(° sessagesimali)	

### 3.3. 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**

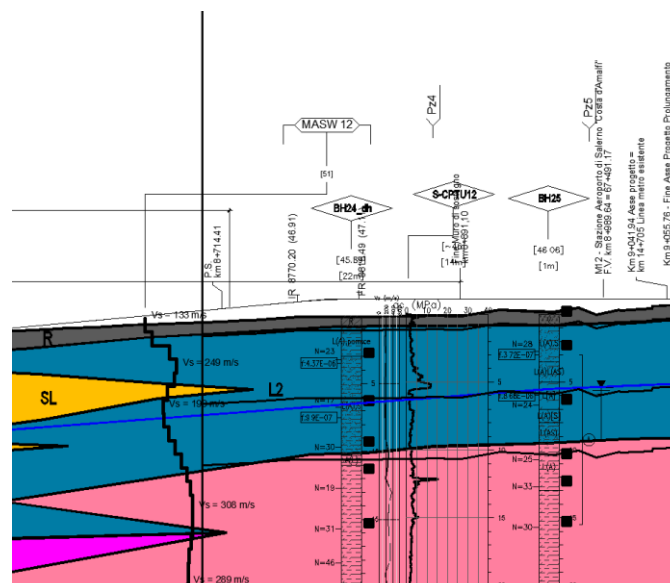
- Condizioni ambientali: **aggressive**
- Apertura fessure limite: **w1 = 0.2 mm**

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  **$\geq 40\varphi$**

### 3.4. 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 rinfiacco.

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 rinfiacco sono i seguenti:

Peso specifico rinterro	FERROVIARIO	$\gamma_t$	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 rinfiacco		$\gamma_t$	18.0 kN/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito terreno di rinfiacco		$\phi'$	22.0 [°]	0.384 [rad]
coesione terreno di rinfiacco		$c_u$	45.0 kN/m <sup>2</sup>	

#### FALDA

Quota falda dal p.c.	$q_w$	7.85 m
Peso specifico	$\gamma_w$	10.00 kN/m <sup>3</sup>

### 3.5. 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> (il minore tra i valori proposti)
Coefficiente di Poisson medio terreno	$\nu$	0.3
Lato minore della fondazione	B	3.2 m
Lato maggiore della fondazione	L	16.1 m
Rapporto dei lati	L/B	5.0
Coefficiente adimensionale	ct	1.716
Costante di sottofondo	Kw	<b>8006</b> kN/m <sup>3</sup>

#### 4. SEZIONE 1: SEZIONE A "U"

#### 4.1. GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	<b>2.00</b> m	<i>luce interna scatolare</i>
Altezza libera	H <sub>int</sub>	<b>5.35</b> m	<i>altezza interna scatolare</i>
Spessore piedritti	Sp	<b>0.60</b> m	<i>(consigliato: Sp = S<sub>s</sub>)</i>
Spessore fondazione	Sf	<b>0.80</b> m	<i>(consigliato: Sf = S<sub>s</sub> + 10cm.)</i>
Larghezza totale	L <sub>tot</sub>	<b>3.20</b> m	<i>L<sub>int</sub>+2xSPp</i>
Altezza totale	H <sub>tot</sub>	<b>6.15</b> m	<i>H<sub>int</sub>+SP<sub>s</sub>+SP<sub>f</sub></i>

#### 4.2. MODELLAZIONE ADOTTATA

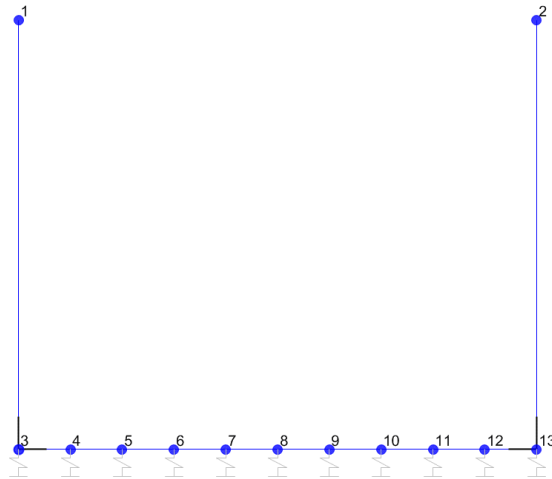
Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler. Il programma di calcolo utilizzato è un programma ad elementi finiti, il Sap 2000.

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	80 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	2.60 m
Hinterasse	5.75 m
N.nodi	<b>13</b>
N.nodi sup	<b>2</b>
N.nodi inf	11
N.spazi inf	10



Nodo	X	Z
1	0.000	5.750
2	2.600	5.750
3	0.000	0.000
4	0.260	0.000
5	0.520	0.000
6	0.780	0.000
7	1.040	0.000
8	1.300	0.000
9	1.560	0.000
10	1.820	0.000
11	2.080	0.000
12	2.340	0.000
13	2.600	0.000

Figura 3. Numerazione nodi modello SAP

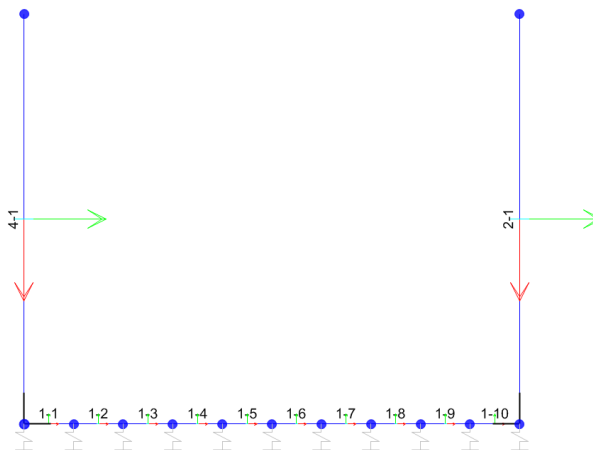


Figura 4: Individuazione elementi modello SAP

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 il caso in esame, si assume il valore del Modulo di reazione verticale desunto dai parametri della relazione geotecnica:

#### Rigidità molle nodali SAP

ks		8006 kN/m <sup>3</sup>
nodii centrali (6,7,8,9,10)		
Linfl		0.260 m
Kcentrale	$ks \times Linfl \times 1$	2082 kN/m
nodii intermedi (4,5,11,12)		
Linfl		0.260 m
Kintermedio	$1,5 \times ks \times Linfl \times 1$	3122 kN/m
nodii estremità (3,13)		
Linfl		0.430 m
Kestremità	$2,0 \times ks \times Linfl \times 1$	6885 kN/m

### 4.3. 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	$\text{kN/m}^3$
peso singolo piedritto	$P_p$	15.00	$\text{kN/m}$ $\gamma_{cls} \times S_p$
peso fondazione	$P_{sf}$	20.00	$\text{kN/m}$ $\gamma_{cls} \times S_f$

#### 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	$\text{kN/m}^2$	$Z=0$	
Pressione asse soletta inferiore	$P_3$	44.20	$\text{kN/m}^2$	$k_o \times \gamma t \times (H_{int} + S_f / 2)$	
Pressione intradosso soletta inferiore	$P_4$	47.27	$\text{kN/m}^2$	$k_o \times (P_b + P_r + P_m + \gamma_r \times H_{tot})$	
Forza concentrata asse soletta inferiore	$F_2$	18.29	$\text{kN/m}$	$(P_3 + P_4) / 2 \times S_f / 2$	

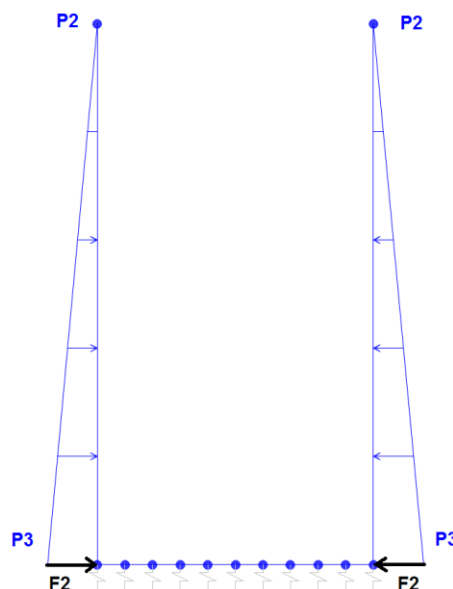


Figura 6. Condizione di carico SPTSX-SPTDX da SAP2000

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.

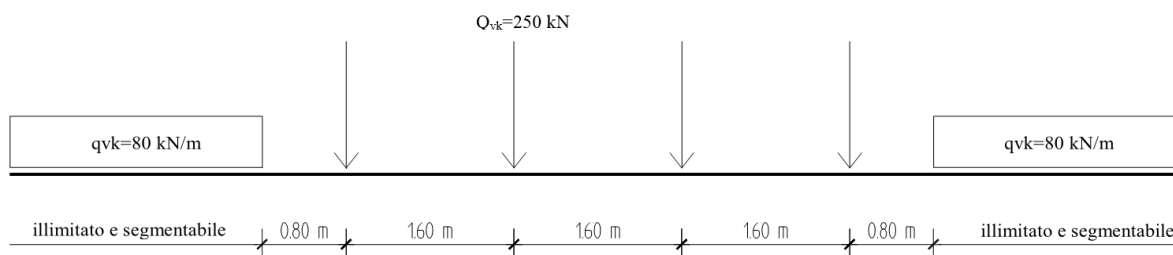


Figura 7. Treno LM71

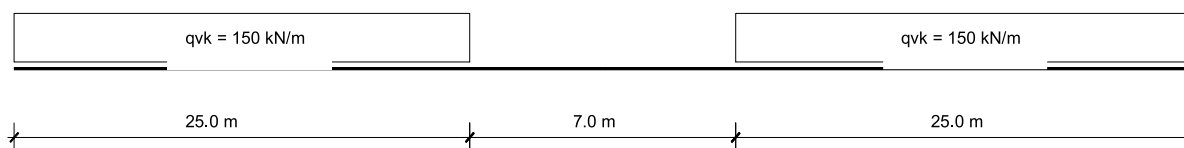


Figura 8. Treno SW/2

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 di diffusione 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 strada adiacente

### CARICO STRADALE (ACCMSTRAD)

Carico stradale

$q'$  20.00 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	Fq1inf	7.69 kN/m	$SPQ1 \times SPi / 2$

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

Carico distrib treno SW/2 su piedritto sx	SQ1strad	7.69 kN/m <sup>2</sup>	$q_n \times K_o$
spinta semispessore soletta inferiore	Fq1inf	3.07 kN/m	$SPQ1 \times SPi / 2$

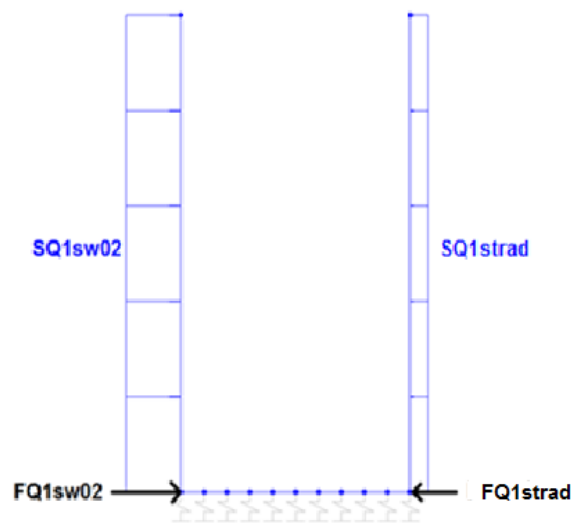


Figura 9. Condizione di carico SPACCSXSW/02 e SPACCDXstrad da SAP2000

Il carico accidentale dovuto alla presenza del treno agisce su un solo lato del vano scala, sul lato opposto è prevista la presenza di una strada, 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 e limitrofi 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  $F_h = k_h * W$

Forza sismica verticale  $F_v = k_v * W$

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  $V_R = V_N * C_U$ .

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:

$$a_{max} = S * a_g = S_s * S_t * a_g$$

*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:  $k_h = \beta M x S x a_g / g$  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 = $C_U * V_N$	$V_R$	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	40.62432
Longitudine	14.92286

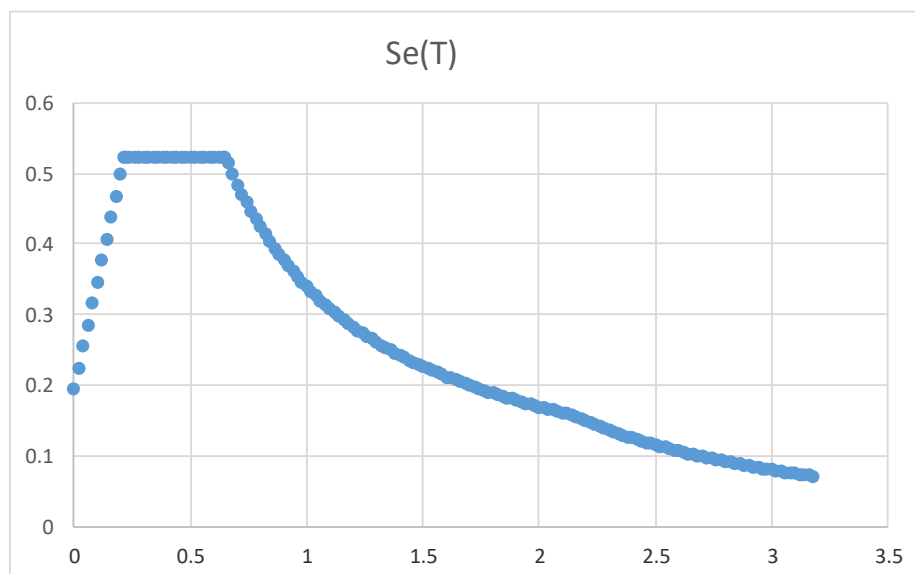
Parametri sismici di progetto

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.130 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	Fo	2.702 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz.	T*c	0.487
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	1.49	1.33
B	1.20	1.27		
C	1.49	1.33		
D	1.80	1.79		
E	1.60	1.53		

coefficiente amplificazione stratigrafica	S <sub>S</sub>	1.489
coefficiente di amplificazione	S	<b>1.489</b>
coefficiente categoria sottosuolo	C <sub>C</sub>	1.331
periodo inizio tratto a accelerazione costante = T <sub>c</sub> / 3	T <sub>B</sub>	0.216 sec
periodo inizio tratto a velocità costante = C <sub>c</sub> * T*c	T <sub>C</sub>	0.648 sec
periodo inizio tratto a spostamento costante = 4 * ag/g + 1,6	T <sub>D</sub>	2.120 sec
accelerazione massima orizzontale al suolo = S <sub>s</sub> x S <sub>t</sub> x ag/g	ago,max	<b>0.194 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>
$a_o = k_h = a_{go,max} = S \times a_g/g$	valore $PGA \times scatola$	$a_o = k_h$ <b>0.1936 g</b>
$a_v = k_v = k_h / 2$	valore $PGA \times scatola$	$a_v = k_v$ <b>0.0968 g</b>

### Forze di inerzia (condizione SismaH)

Forza di inerzia treno di carico - (%)	%	<b>20%</b>
Forza orizzontale su singolo piedritto	$F''_h$	<b>2.90</b> kN/m <sup>2</sup> $P_p \times k_b$

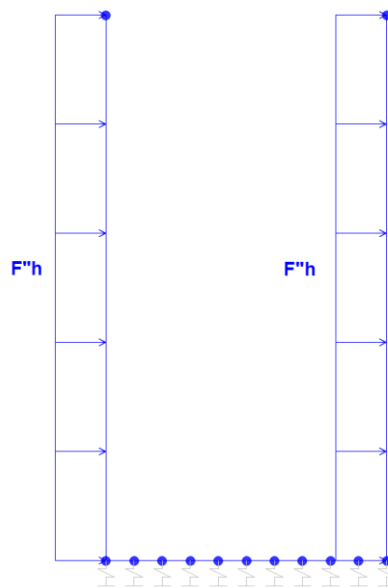


Figura 10. Condizione di carico SismaH e SismaV da SAP2000

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

Forza distribuita sul piedritti dx	$qW_{dx}$	<b>27.69</b> kN/m <sup>2</sup>	$(\gamma_r \times H_{tot} + q') \times (a_{go,max})$
Forza distribuita sul piedritti sx	$qW_{sx}$	<b>25.75</b> kN/m <sup>2</sup>	$(\%q_v + \gamma_r \times H_{tot}) \times (a_{go,max})$
Forza concentrata nodo inferiore piedritto dx	$QW_{dxinf}$	<b>11.07</b> kN	$qW \times S_f / 2$
Forza concentrata nodo inferiore piedritto sx	$QW_{sxinf}$	kN	$qW \times S_f / 2$

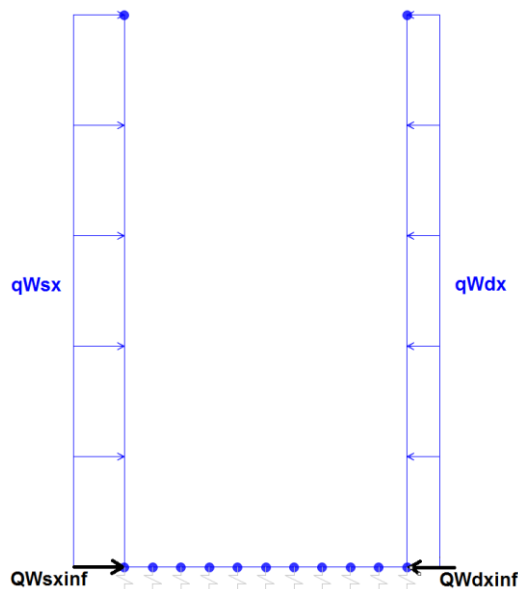


Figura 11. Condizione di carico SPDIX e SPSSX da SAP2000

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

#### 4.4. COMBINAZIONI DI CARICO

Gli effetti dei carichi verticali, dovuti alla presenza dei convogli, vengono sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, 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<sub>ki</sub>.

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 gr 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	$gr_1$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_2$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	$gr_3$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_4$	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	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	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 Sx	SPACCSXSTRAD
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	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	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.16	1.015
SPACCSXSTRAD	1.35	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	0.945	0.945

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	0.2
SPACCSXSTRAD	0.2	0.2	0.2
Sisma H	1	1	1
SPSDX	0	0	1
SPSSX	1	1	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
DEAD	1	1
SPTSX	1	1
SPTDX	0.8	0.8
SPACCSXSW/2	0.8	0
SPACCSXSTRAD	0.75	0

#### 4.5. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

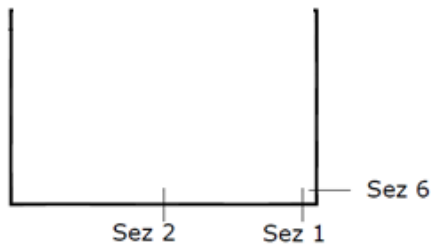
##### 4.5.1. Inviluppo SLU/SLV

USCITA SAP - INVILUPPO SLU SLV							
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN-m
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
1	0.26	ENVELOPE SLU	Combination	Max		0.00	754.14
1	0.37	ENVELOPE SLU	Combination	Max		0.00	738.66
1	0.48	ENVELOPE SLU	Combination	Max		0.00	722.85
1	0.59	ENVELOPE SLU	Combination	Max		0.00	707.17
1	0.70	ENVELOPE SLU	Combination	Max		0.00	691.43
1	0.81	ENVELOPE SLU	Combination	Max		0.00	675.61
1	0.92	ENVELOPE SLU	Combination	Max		0.00	660.19
1	1.03	ENVELOPE SLU	Combination	Max		0.00	644.45
1	1.14	ENVELOPE SLU	Combination	Max		0.00	629.65
1	1.25	ENVELOPE SLU	Combination	Max		0.00	614.71
1	1.35	ENVELOPE SLU	Combination	Max		0.00	600.42
1	1.46	ENVELOPE SLU	Combination	Max		0.00	586.77
1	1.57	ENVELOPE SLU	Combination	Max		0.00	573.09
1	1.68	ENVELOPE SLU	Combination	Max		0.00	561.19
1	1.79	ENVELOPE SLU	Combination	Max		0.00	563.49
1	1.90	ENVELOPE SLU	Combination	Max		0.00	580.54
1	2.01	ENVELOPE SLU	Combination	Max		0.00	597.43
1	2.12	ENVELOPE SLU	Combination	Max		0.00	613.96
1	2.23	ENVELOPE SLU	Combination	Max		0.00	630.03
1	2.34	ENVELOPE SLU	Combination	Max		0.00	645.87
1	0.26	ENVELOPE SLU	Combination	Min		0.00	227.08
1	0.37	ENVELOPE SLU	Combination	Min		0.00	222.41
1	0.48	ENVELOPE SLU	Combination	Min		0.00	217.43
1	0.59	ENVELOPE SLU	Combination	Min		0.00	213.89
1	0.70	ENVELOPE SLU	Combination	Min		0.00	211.08
1	0.81	ENVELOPE SLU	Combination	Min		0.00	208.43
1	0.92	ENVELOPE SLU	Combination	Min		0.00	206.88
1	1.03	ENVELOPE SLU	Combination	Min		0.00	205.00
1	1.14	ENVELOPE SLU	Combination	Min		0.00	204.46
1	1.25	ENVELOPE SLU	Combination	Min		0.00	203.84
1	1.35	ENVELOPE SLU	Combination	Min		0.00	203.84
1	1.46	ENVELOPE SLU	Combination	Min		0.00	204.46
1	1.57	ENVELOPE SLU	Combination	Min		0.00	205.00
1	1.68	ENVELOPE SLU	Combination	Min		0.00	206.88
1	1.79	ENVELOPE SLU	Combination	Min		0.00	208.43
1	1.90	ENVELOPE SLU	Combination	Min		0.00	211.08
1	2.01	ENVELOPE SLU	Combination	Min		0.00	213.89
1	2.12	ENVELOPE SLU	Combination	Min		0.00	217.43
1	2.23	ENVELOPE SLU	Combination	Min		0.00	222.41
1	2.34	ENVELOPE SLU	Combination	Min		0.00	221.94

Muri scala Stazione d'emergenza Aeroporto  
(pk 8+800): Relazione di calcolo

COMMESSA NN1	LOTTO 1 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV.05.B.0.004	REV. B	FOGLIO 23 di 67
-----------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

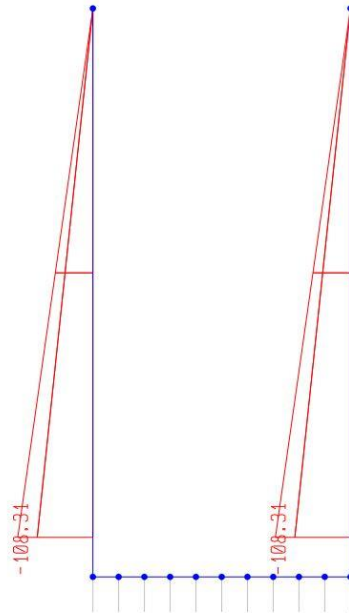
2	0.00	ENVELOPE SLU $\Sigma$ Combination	Max	0.00	0.00	0.00
2	2.68	ENVELOPE SLU $\Sigma$ Combination	Max	-40.11	98.07	-14.15
2	5.35	ENVELOPE SLU $\Sigma$ Combination	Max	-80.23	251.15	-154.68
2	0.00	ENVELOPE SLU $\Sigma$ Combination	Min	0.00	0.00	0.00
2	2.68	ENVELOPE SLU $\Sigma$ Combination	Min	-54.15	19.75	-118.91
2	5.35	ENVELOPE SLU $\Sigma$ Combination	Min	-108.31	94.50	-573.74
4	0.00	ENVELOPE SLU $\Sigma$ Combination	Max	0.00	0.00	0.00
4	2.68	ENVELOPE SLU $\Sigma$ Combination	Max	-40.11	-27.50	140.78
4	5.35	ENVELOPE SLU $\Sigma$ Combination	Max	-80.23	-110.01	663.69
4	0.00	ENVELOPE SLU $\Sigma$ Combination	Min	0.00	0.00	0.00
4	2.68	ENVELOPE SLU $\Sigma$ Combination	Min	-54.15	-114.42	24.52
4	5.35	ENVELOPE SLU $\Sigma$ Combination	Min	-108.31	-297.61	196.18



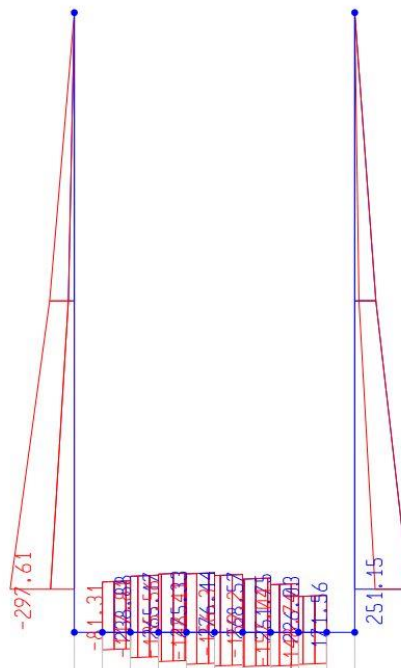
SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	275.3	754.1
02	0.0	0.0	203.8
06	-80.2	297.6	663.7



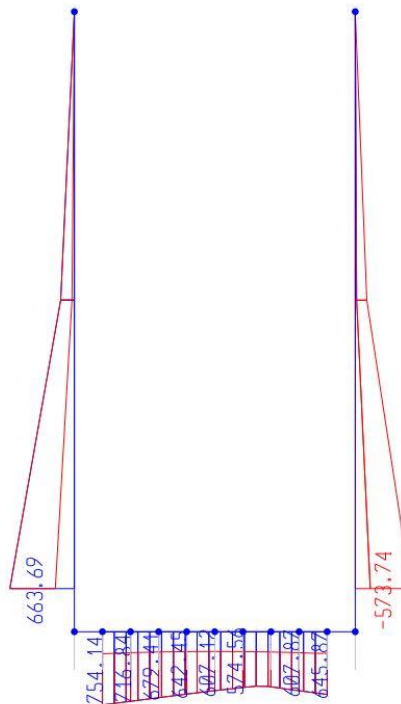
*Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU/SLV*



*Sforzo normale*



*Taglio*



*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.

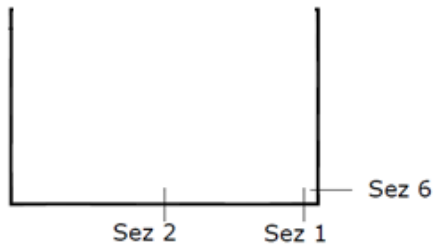
*4.5.2. Inviluppo SLE (rara)*

USCITA SAP - INVILUPPO SLE								
Text Frame	m Station	Text OutputCase	Text CaseType	Text StepType	KN P	KN V2	KN-m M3	
1	0.26	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	101.60	471.94	
1	0.37	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	103.79	460.70	
1	0.48	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	105.98	449.22	
1	0.59	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	103.00	437.85	
1	0.70	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	105.19	426.45	
1	0.81	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	100.71	415.00	
1	0.92	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	102.90	403.85	
1	1.03	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	105.09	392.47	
1	1.14	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	97.42	381.79	
1	1.25	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	99.61	371.00	
1	1.35	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	88.79	360.69	
1	1.46	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	90.98	350.85	
1	1.57	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	77.05	340.99	
1	1.68	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	79.24	332.44	
1	1.79	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	81.43	323.64	
1	1.90	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	64.42	316.19	
1	2.01	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	66.61	309.01	
1	2.12	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	35.46	302.97	
1	2.23	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	37.65	298.97	
1	2.34	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	39.84	294.73	
1	0.26	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	47.41	228.11	
1	0.37	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	49.60	222.80	
1	0.48	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	51.79	217.25	
1	0.59	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	38.15	212.55	
1	0.70	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	40.34	208.25	
1	0.81	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	31.18	204.03	
1	0.92	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	33.37	200.49	
1	1.03	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	35.56	196.72	
1	1.14	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	25.63	193.87	
1	1.25	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	27.82	190.94	
1	1.35	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	17.13	188.48	
1	1.46	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	19.31	186.49	
1	1.57	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	7.89	184.44	
1	1.68	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	10.08	183.46	
1	1.79	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	12.26	182.23	
1	1.90	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	0.12	181.95	
1	2.01	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	2.31	181.82	
1	2.12	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	-18.05	182.37	
1	2.23	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	-15.86	184.22	
1	2.34	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	-13.67	185.84	

Muri scala Stazione d'emergenza Aeroporto  
(pk 8+800): Relazione di calcolo

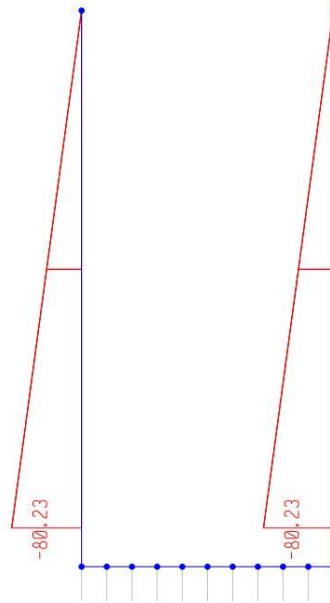
COMMESSA NN1	LOTTO 1 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV.05.B.0.004	REV. B	FOGLIO 27 di 67
-----------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

2	0.00	ENVELOPE SLER Combination	Max	0.00	0.00	0.00
2	2.68	ENVELOPE SLER Combination	Max	-40.11	37.97	-19.62
2	5.35	ENVELOPE SLER Combination	Max	-80.23	119.95	-156.95
2	0.00	ENVELOPE SLER Combination	Min	0.00	0.00	0.00
2	2.68	ENVELOPE SLER Combination	Min	-40.11	22.00	-40.98
2	5.35	ENVELOPE SLER Combination	Min	-80.23	88.01	-242.39
4	0.00	ENVELOPE SLER Combination	Max	0.00	0.00	0.00
4	2.68	ENVELOPE SLER Combination	Max	-40.11	-27.50	79.54
4	5.35	ENVELOPE SLER Combination	Max	-80.23	-110.01	416.23
4	0.00	ENVELOPE SLER Combination	Min	0.00	0.00	0.00
4	2.68	ENVELOPE SLER Combination	Min	-40.11	-68.63	24.52
4	5.35	ENVELOPE SLER Combination	Min	-80.23	-192.27	196.18

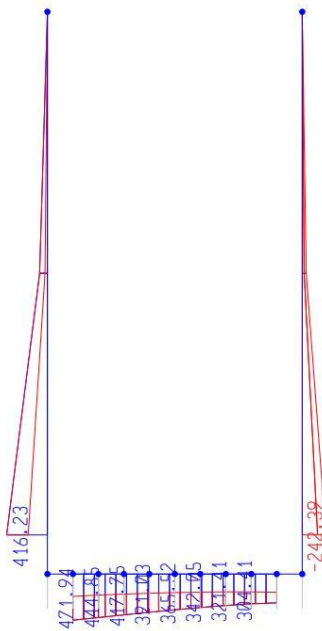


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	106.0	471.9
02	0.0	0.0	181.8
06	-80.2	192.3	242.4

*Diagrammi di inviluppo 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.

#### .4.6. VERIFICHE SLU/SLV/SLE

**Oggetto:**

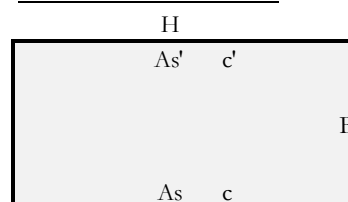
Stazione d'emergenza Aeroporto - Scale

Sezione n°. 01

**Dati di Input:**

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	800 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	730 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 [(+)]	754.1 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	275.3 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	26		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	Armatura tesa filante	5309 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa		Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	5309 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	5309 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		
Mslc	Momento di esercizio [(+)]	471.9 kNm		
Nslc	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	1412 kNm	Coeff.Sfrutt.	53%
Vrd	Taglio ultimo resistente	373 kN	Coeff.Sfrutt.	74%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

**SLE - Tensioni e ampiezza fessure**

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-44 Mpa	Coeff.Sfrutt.	12%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	136 Mpa	Coeff.Sfrutt.	38%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-4 Mpa	Coeff.Sfrutt.	23%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	372 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.16 mm	Coeff.Sfrutt.	82%
			Coeff.Sfrutt.Max	82%

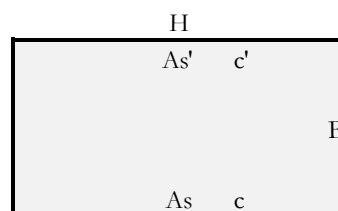
**Oggetto:**

Stazione d'emergenza Aeroporto - 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	730 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 [(+)]	203.8 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	26		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	Armatura tesa filante	5309 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa		Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	5309 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	5309 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe			
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 [(+)]	181.8 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		
sigsR-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	1412 kNm	Coeff.Sfrutt.	14%
Vrd	Taglio ultimo resistente	373 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

**SLE - Tensioni e ampiezza fessure**

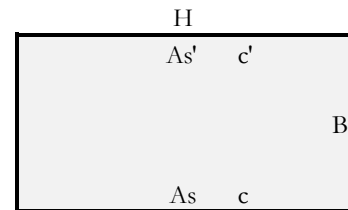
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-17 Mpa	Coeff.Sfrutt.	5%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	52 Mpa	Coeff.Sfrutt.	15%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-2 Mpa	Coeff.Sfrutt.	9%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	226 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.00 mm	Coeff.Sfrutt.	0%
			Coeff.Sfrutt.Max	15%

**Oggetto:**

 Stazione d'emergenza Aeroporto - 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]	-80.2 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	663.7 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	297.6 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	22	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	Armatura tesa filante 3801 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa		Armatura di raffittim. 0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	3801 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3801 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 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	1131 mmq/m	11.31 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msle	Momento di esercizio [(+)]	242.4 kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-80.2 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	
sigsR-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	743 kNm	Coeff.Sfrutt. 89%
Vrd	Taglio ultimo resistente	528 kN	Coeff.Sfrutt. 56%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	4 kNm	Coeff.Sfrutt.

**SLE - Tensioni e ampiezza fessure**

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-41 Mpa	Coeff.Sfrutt. 11%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	126 Mpa	Coeff.Sfrutt. 35%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-4 Mpa	Coeff.Sfrutt. 25%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa	
Mcr	Momento di prima fessurazione	215 kNm	
wk	Ampiezza di fessura	0.14 mm	Coeff.Sfrutt. 68%
			Coeff.Sfrutt.Max 89%



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

<b>SINTESI VERIFICHE SEZIONI NOTEVOLI:</b>					
SL	VERIF	SEZ01	SEZ02	SEZ06	
SLU	Med/Mrd	<b>53%</b>	<b>14%</b>	<b>89%</b>	
SLU	Ved/Vrd	<b>74%</b>	<b>0%</b>	<b>56%</b>	
SLE	(sigse/sigr)s	<b>12%</b>	<b>5%</b>	<b>11%</b>	
SLE	(sigse/sigr)i	<b>38%</b>	<b>15%</b>	<b>35%</b>	
SLE	(sigce/sigr)s	<b>23%</b>	<b>9%</b>	<b>25%</b>	
SLE	wk/wklim	<b>82%</b>	<b>0%</b>	<b>68%</b>	
	MAX	<b>82%</b>	<b>15%</b>	<b>89%</b>	
	MAX	<b>89%</b>			

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

#### *.4.7. 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;  $h_{cr} = 0,5$ ;  $(h - d) = 0,1 h$ ;  $k_1 = 0,8$ ;  $k_2 = 0,5$ ;  $k_c = 0,4$ ;  $k = 1,0$ ;  $k_t = 0,4$  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	$\Phi$ trasv	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 Stazione d'emergenza Aeroporto  
 (pk 8+800): Relazione di calcolo

COMMESSA NN1	LOTTO 1 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV.05.B.0.004	REV. B	FOGLIO 35 di 67
-----------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

#### 4.8. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE

##### A seguire il riepilogo delle armature del tombino:

Pareti di spessore	60 cm			
con armatura principale esterna		<b>F22 /100</b>		3801 mm <sup>2</sup>
con armatura principale interna		<b>F22 /100</b>		3801 mm <sup>2</sup>
Soletta inferiore di spessore	80 cm			
con armatura principale superiore		<b>F26 /100</b>		5309 mm <sup>2</sup>
con armatura principale inferiore		<b>F26 /100</b>		5309 mm <sup>2</sup>
Le pareti hanno armatura a taglio		<b>F12 /200</b>	dir.princ.	<b>/500</b> dir.trasv.
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>	53% di 7603 mm <sup>2</sup>
Soletta inferiore	<b>F16 /100</b> <b>2 strati</b>	4021.2 mm <sup>2</sup>	38% di 10619 mm <sup>2</sup>

##### Incidenza armature:

Larghezza utile	Lint	2.00 m	Spessore piedritti	Sp	0.60 m
Altezza libera	Hint	5.35 m	Spessore fondazione	Sf	0.80 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	22	100	0	1000	22	100	0	1000	12	200	500
fondaz.	26	100	0	1000	26	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	6.93	0.66	3.2	540	<b>168</b>	<b>50%</b>					
fondaz.	4.38	0.86	2.6	438	<b>171</b>	<b>20%</b>					
ripartiz.			9.0	648	<b>72</b>	<b>30%</b>					
<b>TOTALE</b>			<b>9.0</b>	<b>2165</b>	<b>241</b>	<b>100%</b>					

## 5. SEZIONE 2 - SEZIONE SCATOLARE

### 5.1. GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	2.00 m	<i>luce interna scatolare</i>
Altezza libera	Hint	4.95 m	<i>altezza interna scatolare</i>
Spessore piedritti	Sp	0.60 m	<i>(consigliato: Sp = Ss)</i>
Spessore soletta	Ss	0.40 m	<i>(consigliato: Ss = Lint/10+10cm.)</i>
Spessore fondazione	Sf	0.80 m	<i>(consigliato: Sf = Ss + 10cm.)</i>
Larghezza totale	Ltot	3.20 m	<i>Lint+2xSp</i>
Altezza totale	Htot	6.15 m	<i>Hint+Sp+SPf</i>

### 5.2. MODELLAZIONE ADOTTATA

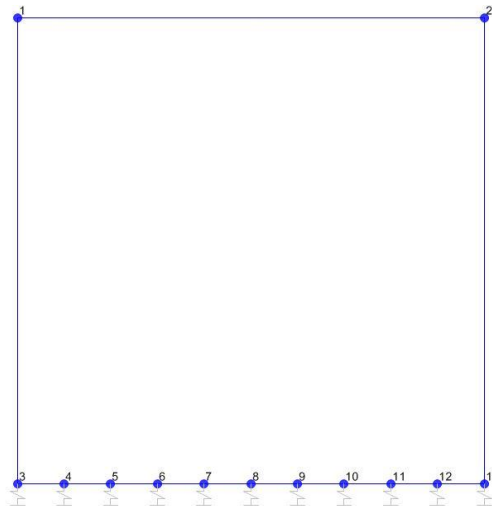
Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler. Il programma di calcolo utilizzato è un programma ad elementi finiti, il Sap 2000.

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	80 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	2.60 m
Hinterasse	5.55 m
N.nodi	13
N.nodi sup	2
N.nodi inf	11
N.spazi inf	10



Nodo	X	Z
1	0.000	5.550
2	2.600	5.550
3	0.000	0.000
4	0.260	0.000
5	0.520	0.000
6	0.780	0.000
7	1.040	0.000
8	1.300	0.000
9	1.560	0.000
10	1.820	0.000
11	2.080	0.000
12	2.340	0.000
13	2.600	0.000

Figura 3. Numerazione nodi modello SAP

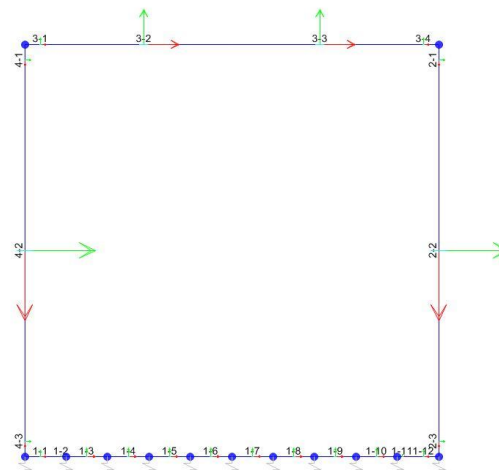


Figura 4: Individuazione elementi modello SAP

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

$k_s$		<b>8006</b> kN/m <sup>3</sup>
nodi centrali (6,7,8,9,10)		
$Linfl$		0.260 m
$K_{centrale}$	$k_s \times Linfl \times 1$	<b>2082</b> kN/m
nodi intermedi (4,5,11,12)		
$Linfl$		0.260 m
$K_{intermedio}$	$1,5 \times k_s \times Linfl \times 1$	<b>3122</b> kN/m
nodi estremità (3,13)		
$Linfl$		0.430 m
$K_{estremità}$	$2,0 \times k_s \times Linfl \times 1$	<b>6885</b> kN/m

### 5.3. 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 soletta superiore	$P_{ss}$	10.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_s$
peso singolo piedritto	$P_p$	15.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_p$
peso fondazione	$P_{sf}$	20.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_f$

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

angolo di attrito rinterro	$\varnothing'$	38.0 [°]	0.663 [rad]
coefficiente spinta attiva $k_a$	$k_a$	0.238	$(1 - \text{sen}\varnothing) / (1 + \text{sen}\varnothing)$
coefficiente spinta riposo $k_o$	$k_o$	0.384	$(1 - \text{sen}\varnothing)$
coefficiente spinta passiva $k_p$	$k_p$	4.204	$(1 + \text{sen}\varnothing) / (1 - \text{sen}\varnothing)$
Pressione asse soletta superiore	$P_2$	0.00 kN/m <sup>2</sup>	$Z=0$
Pressione asse soletta inferiore	$P_3$	41.12 kN/m <sup>2</sup>	$k_o \times \gamma t \times (H_{int} + S_f / 2)$
Pressione intradosso soletta inferiore	$P_4$	44.20 kN/m <sup>2</sup>	$k_o \times (P_b + P_r + P_m + \gamma r \times H_{tot})$
Forza concentrata asse soletta inferiore	$F_2$	17.06 kN/m	$(P_3 + P_4) / 2 \times S_f / 2$

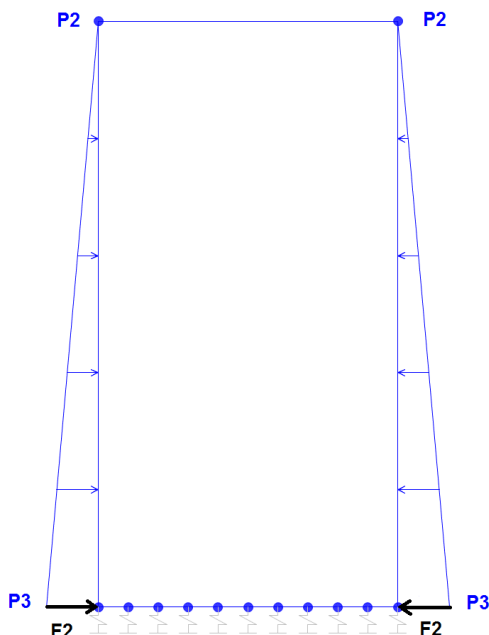


Figura 6. Condizione di carico SPTDX-SPTSX da SAP2000

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

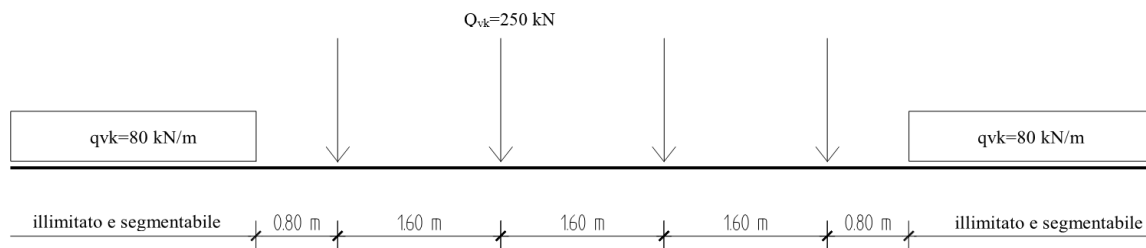


Figura 7. Treno LM71

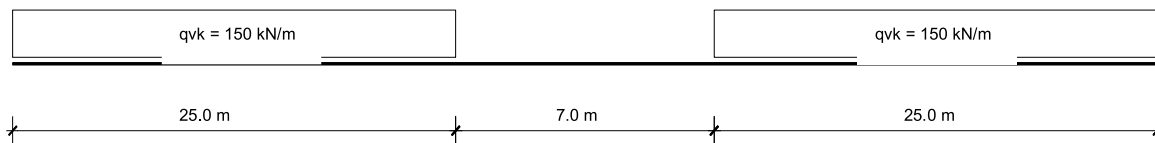


Figura 8. Treno SW/2

In funzione delle caratteristiche geometriche dell'opera risulta più sfavorevole il carico dovuto al treno SW/2 rispetto al carico dovuto al treno LM71. Nei calcoli pertanto sarà utilizzato il valore del SW/2

#### CARICO TRENO (ACCMSW/02)

Carico treno SW/2	$q$	150.00 kN/m
Larghezza di diffusione 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 distribuito su soletta superiore	$q'$	10.00 kN/m <sup>2</sup>
-----------------------------------------	------	-------------------------

#### CARICO STRADALE (ACCMSTRAD)

Carico distribuito stradale	$q''$	20.00 kN/m <sup>2</sup>
-----------------------------	-------	-------------------------



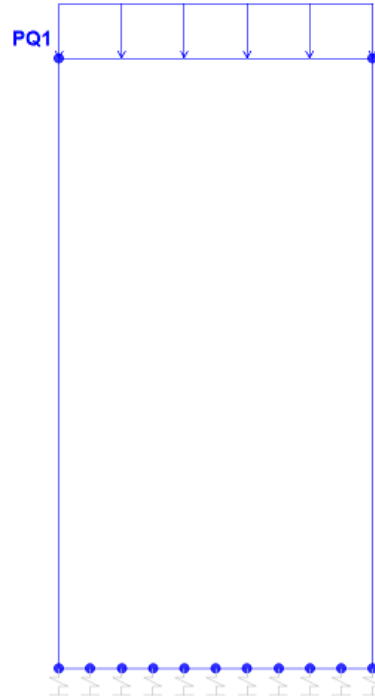


Figura 9. Condizione di carico ACCM da SAP2000

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

Carico distrib treno SW/2 su piedritto sx	Sqv	19.22 kN/m <sup>2</sup>	$qv \times K_0$
Spinta semispessore soletta superiore	Fq1sup	3.84 kN/m	$Sqv \times SP_s / 2$
spinta semispessore soletta inferiore	Fq1inf	7.69 kN/m	$Sqv \times SP_i / 2$

**Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico stradale(condizioni SPACCDXSTRAD)**

Carico distrib folla su piedritto sx	SQ1	7.69 kN/m <sup>2</sup>	$PQ1 \times K_0$
Spinta semispessore soletta superiore	Fq1sup	1.54 kN/m	$SQ1 \times SP_s / 2$
Spinta semispessore soletta inferiore	Fq1inf	3.07 kN/m	$SQ1 \times SP_i / 2$

Anche in questo caso il carico accidentale dovuto alla presenza del treno agisce su un solo lato del vano scala, sul lato opposto è prevista la presenza di una strada, 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 e limitrofi si rimanda ai relativi elaborati grafici. Inoltre è stato considerato un carico accidentale dovuto alla presenza di persone sulla soletta superiore (ACCMQ).

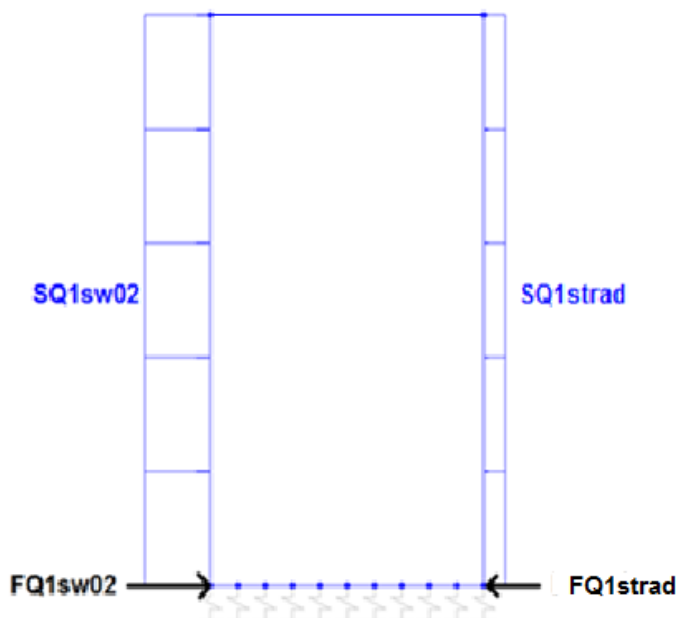


Figura 10. Condizione di carico SPACCSXSW/02 e SPACCDXSTRAD da SAP2000

### Azioni termiche (condizione TERM)

Alla soletta superiore si applica una variazione termica uniforme pari a  $\Delta t = \pm 15^\circ\text{C}$  ed una variazione nello spessore tra estradosso ed intradosso pari a  $\Delta t = \pm 5^\circ\text{C}$ .

Variatione termica uniforme	$\Delta T_{\text{unif}}$	<b>+ -15.00</b> [°]	<i>Sulla soletta superiore</i>
Variatione termica differenziale	$\Delta T_{\text{diff}}$	<b>+ -5.00</b> [°]	<i>Sulla soletta superiore</i>
	Gradiente	<b>+ -12.50</b> [°/m]	$\Delta T_{\text{diff}} / S_s$

### Ritiro igrometrico (condizione RITIRO)

Gli effetti del ritiro vanno valutati a “lungo termine” attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale  $\epsilon_{cs}(t, t_0)$  e di viscosità  $\phi(t, t_0)$ , come definiti nell'EUROCODICE 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D. M. 17-01-2018.

I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

Variatione termica uniforme equivalente	$\Delta T_{\text{ritiro}}$	<b>- [11.59°]</b>	<i>Sulla soletta superiore</i>
-----------------------------------------	----------------------------	-------------------	--------------------------------

## 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	40.62432
Longitudine	14.92286

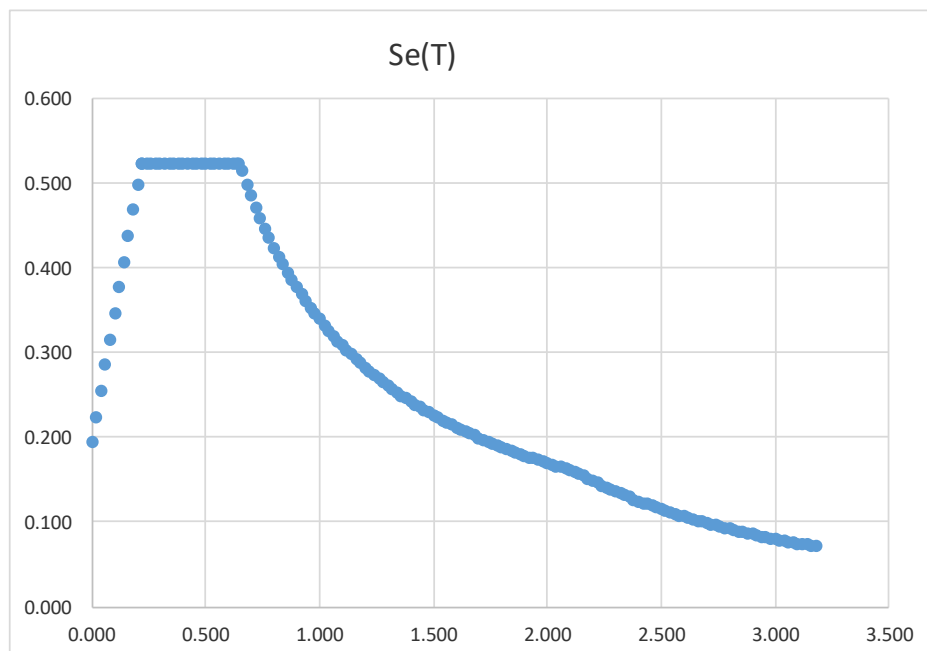
Parametri sismici di progetto

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.130 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	Fo	2.702 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz.	T*c	0.487
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	1.49	1.33
B	1.20	1.27		
C	1.49	1.33		
D	1.80	1.79		
E	1.60	1.53		

coefficiente amplificazione stratigrafica	S <sub>S</sub>	1.489
coefficiente di amplificazione	S	<b>1.489</b>
coefficiente categoria sottosuolo	C <sub>C</sub>	1.331
periodo inizio tratto a accelerazione costante = T <sub>c</sub> / 3	T <sub>B</sub>	0.216 sec
periodo inizio tratto a velocità costante = C <sub>c</sub> * T*c	T <sub>C</sub>	0.648 sec
periodo inizio tratto a spostamento costante = 4 * ag/g + 1,6	T <sub>D</sub>	2.120 sec
accelerazione massima orizzontale al suolo = S <sub>s</sub> x S <sub>t</sub> x ag/g	ago,max	<b>0.194 g</b>

**SPETTRO ORIZZONTALE ELASTICO SLV**



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

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>0.1936 g</b>
$a_v = k_v = k_h / 2$	valore $PGA \times scatolare$	$a_v = k_v$ <b>0.0968 g</b>

### Forze di inerzia (condizione SismaH)

Forza di inerzia treno di carico - (%)	%	<b>20%</b>
Forza orizzontale sulla soletta di copertura	$F^h$	<b>3.87</b> kN/m $(P_{s1}+P_{Q1}) \times k_b$
Forza orizzontale su singolo piedritto	$F^{''h}$	<b>2.90</b> kN/m <sup>2</sup> $P_p \times k_b$

### Forze di inerzia (condizione SismaV)

Forza di inerzia treno di carico - (%)	%	20%
Forza verticale sulla soletta di copertura	$F^{''v}$	<b>2.90</b> kN/m <sup>2</sup> $(P_{s1}+q') \times k_v$

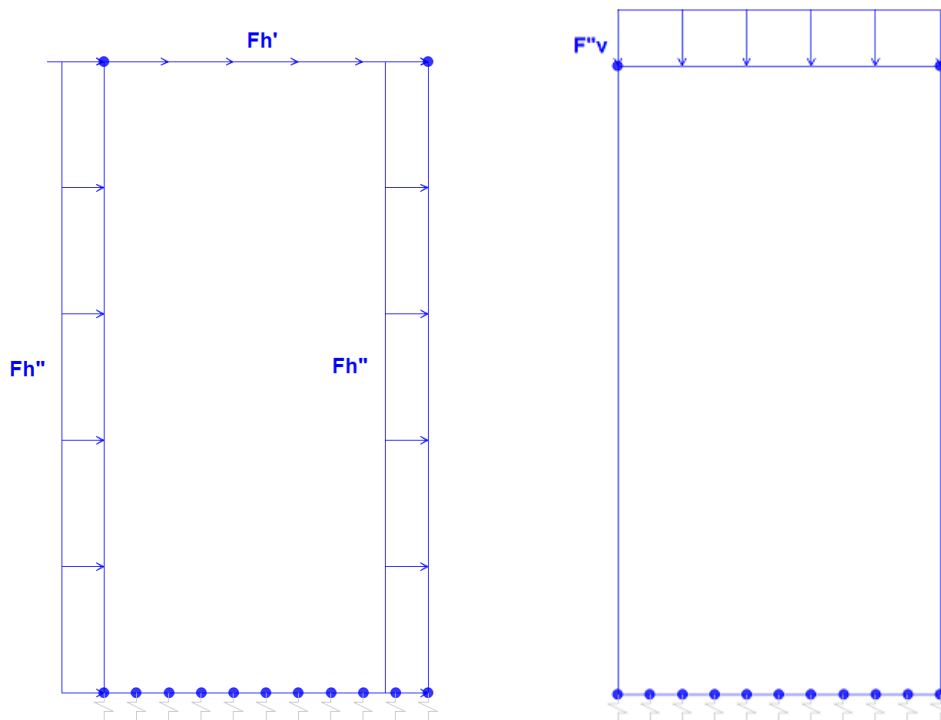


Figura 11. Condizione di carico SismaH e SismaV da SAP2000

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

Forza distribuita sul piedritti dx	$qW_{dx}$	<b>27.69</b> kN/m <sup>2</sup>	$(\gamma_r \times H_{tot}+q'') \times (a_{g0,max})$
Forza distribuita sul piedritti sx	$qW_{sx}$	<b>25.75</b> kN/m <sup>2</sup>	$(\%o_{qv}+ \gamma_r \times H_{tot}) \times (a_{g0,max})$
Forza concentrata nodo superiore piedritto dx	$QW_{dxsup}$	<b>5.54</b> kN	$qW_{dx} \times S_f / 2$
Forza concentrata nodo superiore piedritto sx	$QW_{sxsup}$	<b>5.15</b> kN	$qW_{sx} \times S_f / 2$
Forza concentrata nodo inferiore piedritto dx	$QW_{dxinf}$	<b>11.07</b> kN	$qW_{dx} \times S_f / 2$
Forza concentrata nodo inferiore piedritto sx	$QW_{sxinf}$	<b>10.30</b> kN	$qW_{sx} \times S_f / 2$

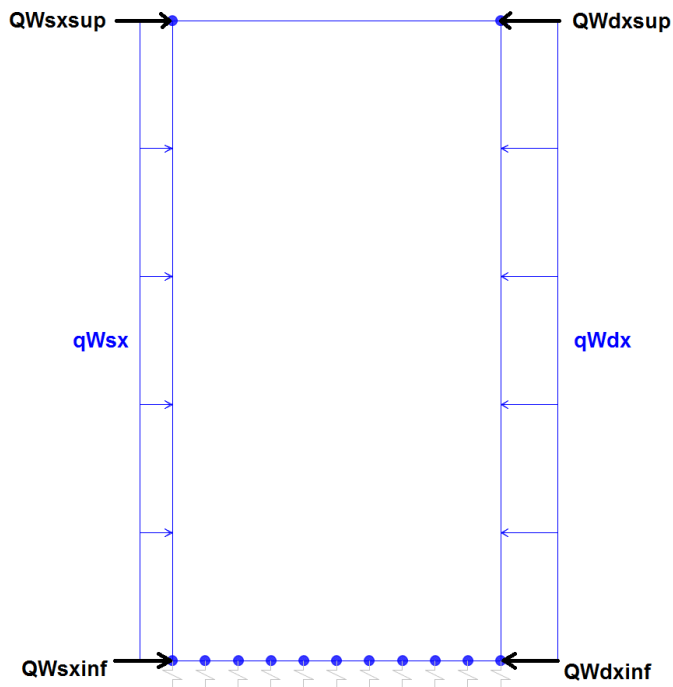


Figura 12. Condizione di carico SPSPDX e SPSSX da SAP2000

Esattamente come per la sezione 1, anche in questo caso per i medesimi motivi spiegati per le condizioni di carico SPACCSXSW/02 e SPACCDXSTRAD, come visibile in Figura 11, il carico sismico calcolato in accordo con la teoria di Wood risulta non simmetrico.

#### 5.4. COMBINAZIONI DI CARICO

Gli effetti dei carichi verticali, dovuti alla presenza dei convogli, vengono sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, 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 carichi.

I Gruppi definiscono le azioni che nelle diverse combinazioni sono generalmente definite come Q<sub>ki</sub>.

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.

Muri scala Stazione d'emergenza Aeroporto  
 (pk 8+800): Relazione di calcolo

COMMESSA NN1	LOTTO 1 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV.05.B.0.004	REV. B	FOGLIO 47 di 67
-----------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

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	$\gamma_{Ce}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	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 gr 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	$gr_1$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_2$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	$gr_3$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_4$	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
Carichi permanenti	PERM
Spinta del terreno sulla parete sinistra	SPTSX
Spinta del terreno sulla parete destra	SPTDX
Carico Accidentale Q	ACCMQ
Spinta del carico acc. (SW/2) sulla parete Sx	SPACCSXSW/2
Spinta del carico acc. (Q) Sulla parete Sx	SPACCDXSTRAD
Avviamento e frenatura	AVV
Variazione termica sulla soletta superiore	ENV_TERM
Ritiro	RITIRO
Azione sismica orizzontale	Sisma H
Azione sismica Verticale	Sisma V
Incremento sismico della spinta sul terreno	SPSDX/SX

La 4 condizioni di carico termiche:

$$\Delta T_{\text{uniforme}} = \pm 15^{\circ}$$

$$\Delta T_{\text{differenziale}} = \pm 5^{\circ}$$

e le loro 4 combinazioni sono state preventivamente involuppate nella condizione ENV\_TERM, la quale viene impiegata nelle successive combinazioni di carico per massimizzare gli effetti termici.

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	10slu	11slu	12slu	13slu
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTSX	1	1	1	1	1.35	1.35	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1
ACCMQ	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.05	1.05	1.05
SPACCSXSW/2	1.45	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.16	1.16	1.015
SPACCDXSTRAD	1.35	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.0125	1.0125	1.0125
ENV_TERM	0	-0.9	0	0	0	0	-0.9	0	1.2	1.2	-1.5	1.5	0.9
RITIRO	0	1.2	0	0	0	0	0	0.9	0.9	-0.9	1.2	1.2	1.2

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

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

Combinazioni di Carico Sismiche								
	sismH1	sismH2	sismH3	sismH4	sismV1	sismV2	sismV3	sismV4
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTDX	1	1	1	1	1	1	1	1
ACCMQ	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
SPACCSXSW/2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
SPACCDXSTRAD	0.2	0	0.2	0.2	0.2	0	0.2	0.2
Sisma H	1	1	1	1	0.3	0.3	0.3	0.3
Sisma V	0.3	-0.3	0.3	-0.3	-1	1	-1	1
SPSDX	0	0	1	1	0	0	0.3	0.3
SPSSX	1	1	0	0	0.3	0.3	0	0
ENV_TERM	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
RITIRO	0	0	0	0	0	0	0	0

Le combinazioni sismiche vanno eseguite in entrambe le direzioni pertanto le combinazioni SH vanno ripetute per Sisma H = -1 e le combinazioni SV per Sisma V=-0.3.

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
DEAD	1	1	1
SPTSX	1	1	1
SPTDX	0.8	0.8	0.8
ACCMQ	0.7	0.7	0.7
SPACCSXSW/2	0.8	0.8	0
SPACCSXSTRAD	0.75	0.75	0
ENV_TERM	-0.6	0.6	-0.6
RITIRO	0	0	0

## 5.5. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

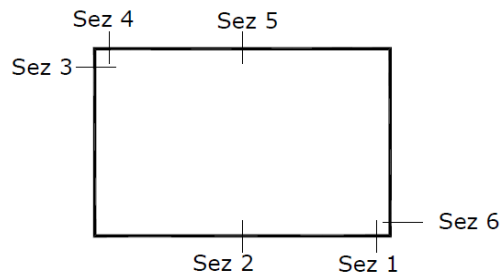
### 5.5.1. Involuppo SLU/SLV

USCITA SAP - INVILUPPO SLU SLV							
Text Frame	m Station	Text OutputCase	Text CaseType	Text StepType	KN P	KN V2	KN-m M3
1	0.26	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	189.3	309.6
1	0.37	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	191.4	288.8
1	0.48	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	193.6	267.7
1	0.59	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	217.6	244.9
1	0.70	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	219.8	221.0
1	0.81	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	226.7	196.6
1	0.92	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	228.9	171.7
1	1.03	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	231.1	146.6
1	1.14	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	228.3	130.2
1	1.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	230.5	114.9
1	1.35	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	218.0	102.0
1	1.46	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	220.2	106.4
1	1.57	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	198.0	117.8
1	1.68	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	200.2	130.0
1	1.79	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	202.4	142.0
1	1.90	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	170.4	154.2
1	2.01	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	172.6	166.4
1	2.12	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	109.1	178.5
1	2.23	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	111.3	190.5
1	2.34	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	113.5	202.3
1	0.26	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-30.8	6.9
1	0.37	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-28.6	10.1
1	0.48	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-26.4	13.0
1	0.59	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-65.2	18.5
1	0.70	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-63.0	25.4
1	0.81	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-83.9	24.4
1	0.92	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-81.7	22.3
1	1.03	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-79.5	19.8
1	1.14	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-96.2	19.0
1	1.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-94.0	18.2
1	1.35	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-106.6	18.2
1	1.46	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-104.4	19.0
1	1.57	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-113.0	12.5
1	1.68	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-110.8	-9.3
1	1.79	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-108.6	-31.3
1	1.90	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-113.0	-50.8
1	2.01	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-110.8	-69.5
1	2.12	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-112.0	-85.9
1	2.23	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-109.9	-97.9
1	2.34	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-107.7	-110.2

Muri scala Stazione d'emergenza Aeroporto  
(pk 8+800): Relazione di calcolo

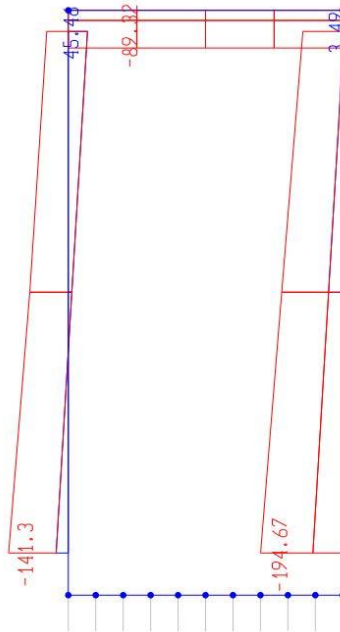
COMMESSA NN1	LOTTO 1 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV.05.B.0.004	REV. B	FOGLIO 52 di 67
-----------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

2	0.20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	3.5	-23.8	20.1
2	2.68	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-33.6	28.3	84.4
2	5.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-70.7	165.2	126.5
2	0.20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-94.5	-84.7	-104.7
2	2.68	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-144.6	-54.3	26.5
2	5.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-194.7	10.3	-157.2
3	0.00	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-24.0	48.5	62.7
3	0.65	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-24.0	58.3	28.0
3	1.30	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-24.0	68.1	10.1
3	1.95	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-24.0	78.0	4.1
3	2.60	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-24.0	90.4	6.9
3	0.00	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-89.3	-48.1	-66.8
3	0.65	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-89.3	-37.1	-39.5
3	1.30	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-89.3	-26.2	-23.4
3	1.95	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-89.3	-16.3	-65.5
3	2.60	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-89.3	-6.5	-119.4
4	0.20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	45.5	78.0	53.6
4	2.68	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	8.3	22.3	-26.5
4	5.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-28.8	-66.2	258.3
4	0.20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-51.1	23.8	-72.9
4	2.68	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-91.2	-59.4	-90.4
4	5.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-141.3	-217.1	-19.3

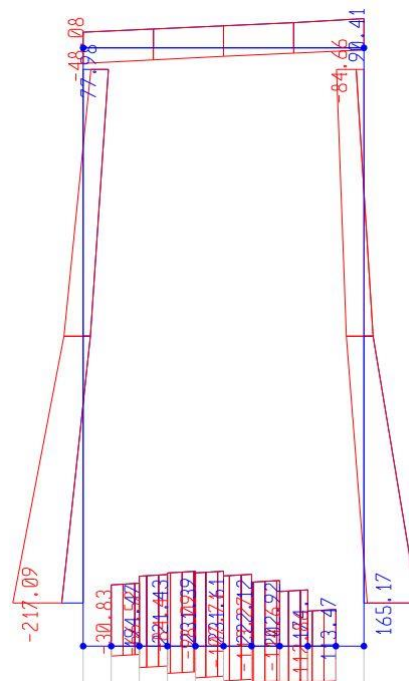


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	231.1	309.6
02	0.0	0.0	110.2
03	45.5	217.1	104.7
04	0.0	90.4	119.4
05	0.0	0.0	62.7
06	-28.8	217.1	258.3

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



*Sforzo normale*



*Taglio*

Muri scala Stazione d'emergenza Aeroporto  
(pk 8+800): Relazione di calcolo

COMMESSA  
NN1

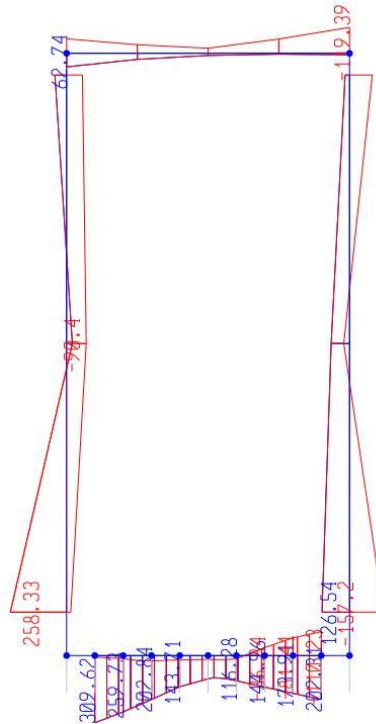
LOTTO  
1 0 D 78

CODIFICA  
CL

DOCUMENTO  
FV.05.B.0.004

REV.  
B

FOGLIO  
54 di 67



*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.

## 5.5.2. Inviluppo SLE (rara)

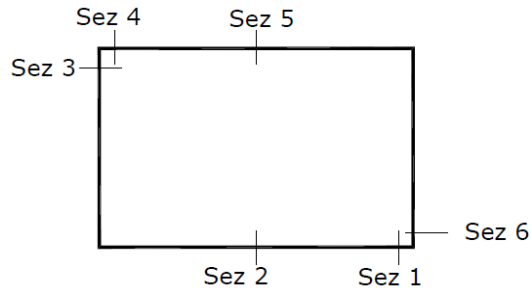
USCITA SAP - INVILUPPO SLE RARA							
Text Frame	m Station	Text OutputCase	Text CaseType	Text StepType	KN P	KN V2	KN-m M3
1	0.26	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	88.9	153.5
1	0.36947	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	91.0	143.7
1	0.47895	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	93.2	133.6
1	0.58842	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	86.9	123.8
1	0.69789	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	89.1	114.2
1	0.80737	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	82.5	104.6
1	0.91684	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	84.7	95.4
1	1.02632	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	86.9	86.0
1	1.13579	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	77.2	77.5
1	1.24526	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	79.4	69.0
1	1.35474	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	66.6	61.0
1	1.46421	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	68.8	54.4
1	1.57368	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	53.0	56.9
1	1.68316	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	55.2	60.5
1	1.79263	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	57.3	63.8
1	1.90211	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	38.4	68.0
1	2.01158	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	40.6	72.3
1	2.12105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	6.6	77.2
1	2.23053	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	8.8	83.1
1	2.34	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	10.9	88.8
1	0.26	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	27.3	42.9
1	0.36947	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	29.4	39.8
1	0.47895	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	31.6	36.4
1	0.58842	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	7.8	34.6
1	0.69789	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	10.0	33.6
1	0.80737	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-4.4	32.9
1	0.91684	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-2.2	33.2
1	1.02632	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	0.0	33.4
1	1.13579	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-13.6	34.8
1	1.24526	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-11.4	36.1
1	1.35474	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-24.1	38.1
1	1.46421	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-21.9	39.8
1	1.57368	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-33.9	32.4
1	1.68316	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-31.7	26.4
1	1.79263	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-29.5	20.3
1	1.90211	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-40.6	15.6
1	2.01158	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-38.4	11.3
1	2.12105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-55.0	8.2
1	2.23053	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-52.8	7.4
1	2.34	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-50.6	6.3



Muri scala Stazione d'emergenza Aeroporto  
(pk 8+800): Relazione di calcolo

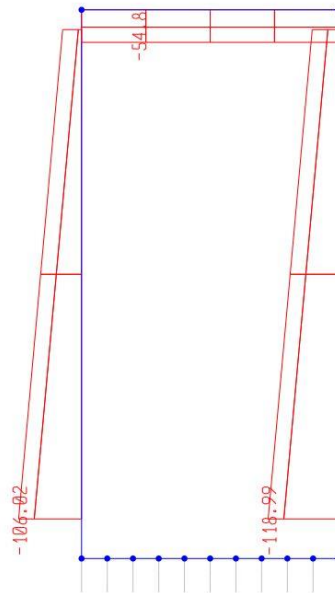
COMMESSA NN1	LOTTO 1 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV.05.B.0.004	REV. B	FOGLIO 56 di 67
-----------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

2	0.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-18.4	-26.8	1.6
2	2.675	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-55.5	8.6	50.5
2	5.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-92.6	80.2	11.4
2	0.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-44.8	-52.4	-42.8
2	2.675	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-81.9	-17.0	31.7
2	5.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-119.0	54.7	-70.7
3	0	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-29.2	-2.4	3.7
3	0.65	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-29.2	8.6	1.7
3	1.3	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-29.2	19.7	1.8
3	1.95	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-29.2	30.7	2.6
3	2.6	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-29.2	41.8	-3.8
3	0	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-54.8	-28.8	-27.3
3	0.65	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-54.8	-17.7	-12.1
3	1.3	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-54.8	-6.7	-13.5
3	1.95	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-54.8	4.3	-29.9
3	2.6	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-54.8	15.4	-53.4
4	0.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-5.4	48.5	20.7
4	2.675	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-42.5	6.3	-33.3
4	5.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-79.7	-65.5	120.9
4	0.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-31.8	29.1	-13.0
4	2.675	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-68.9	-19.5	-57.4
4	5.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-106.0	-129.3	27.0

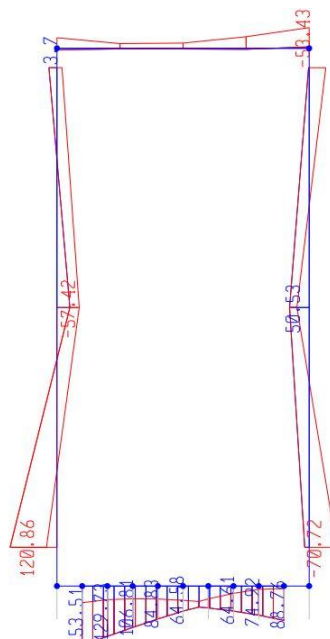


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	93.2	153.5
02	0.0	0.0	6.3
03	-5.4	129.3	42.8
04	0.0	41.8	53.4
05	0.0	0.0	3.7
06	-79.7	129.3	120.9

*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.

## 5.6. VERIFICHE SLU/SLV/SLE

### Oggetto:

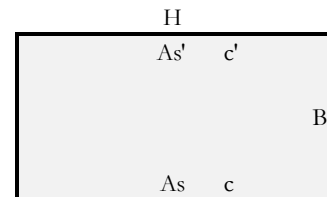
Stazione d'emergenza Aeroporto - Scale - SEZIONE SCATOLARE

Sezione n°. 01

### Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	800 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	730 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 [(+)]	309.6 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	231.1 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	16		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	Armatura tesa filante	2011 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa		Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	2011 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	2011 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 [(+)]	153.5 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		
sigsR-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	Coeff.Sfrutt.Max	86%
Mrd	Momento ultimo resistente	558 kNm	Coeff.Sfrutt.	56%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	270 kN	Coeff.Sfrutt.	86%
Vrd	Taglio ultimo resistente	270 kN	Coeff.Sfrutt.	86%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

#### SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-20 Mpa	Coeff.Sfrutt.	5%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	114 Mpa	Coeff.Sfrutt.	32%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-2 Mpa	Coeff.Sfrutt.	13%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	333 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.16 mm	Coeff.Sfrutt.	79%

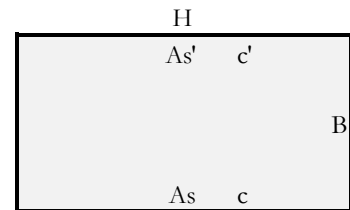
**Oggetto:**

Stazione d'emergenza Aeroporto - Scale - SEZIONE SCATOLARE

Sezione n° 02

**Dati di Input:**

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	800 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	730 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 [(+)]	110.2 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	16		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	Armatura tesa filante	2011 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0	Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	2011 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	2011 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe			
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		
Msl	Momento di esercizio [(+)]	6.3 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		
sigsR-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	Coeff.Sfrutt.Max	20%
Mrd	Momento ultimo resistente	558 kNm	Coeff.Sfrutt.	20%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	270 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Vrd	Taglio ultimo resistente	270 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]	5 Mpa	Coeff.Sfrutt.	1%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	0 Mpa	Coeff.Sfrutt.	1%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	333 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.01 mm	Coeff.Sfrutt.	3%

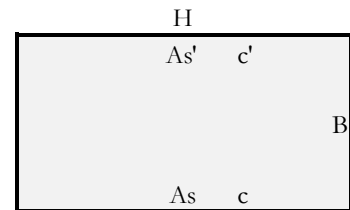
**Oggetto:**

Stazione d'emergenza Aeroporto - Scale - SEZIONE SCATOLARE

Sezione n°. 03

**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]	45.5 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	104.7 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	217.1 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	16	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	Armatura tesa filante 2011 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0	Armatura di raffittim. 0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	2011 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	2011 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	
Mslc	Momento di esercizio [(+)]	42.8 kNm	
Nslc	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-5.4 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	
sigsR-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	Coeff.Sfrutt.Max	97%
Mrd	Momento ultimo resistente	390 kNm	Coeff.Sfrutt.	27%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	225 kN	Coeff.Sfrutt.	97%
Vrd	Taglio ultimo resistente	225 kN	Coeff.Sfrutt.	97%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

**SLE - Tensioni e ampiezza fessure**

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-8 Mpa	Coeff.Sfrutt.	2%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	43 Mpa	Coeff.Sfrutt.	12%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-1 Mpa	Coeff.Sfrutt.	6%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	191 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.06 mm	Coeff.Sfrutt.	28%

**Oggetto:**

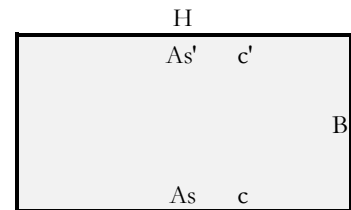
Stazione d'emergenza Aeroporto - Scale - SEZIONE SCATOLARE

Sezione n°. 04

**Dati di Input:**

B	Base sezione rettangolare	1000	mm	
H	Altezza sezione rettangolare	400	mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70	mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70	mm	
d	Altezza utile = H-c	330	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 [(+)]	119.4	kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	90.4	kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0	kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	16		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	Armatura tesa filante	2011 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa		Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	2011	mmq	
As	Armatura inferiore tesa	2011	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		
Msl	Momento di esercizio [(+)]	53.4	kNm	
Nsl	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0	kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20	mm	
sigR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60	fck	
sigP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45	fck	
sigsR-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		Coeff.Sfrutt.Max	49%
Mrd	Momento ultimo resistente	243	kNm	Coeff.Sfrutt.	49%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	186	kN	Coeff.Sfrutt.	49%
Vrd	Taglio ultimo resistente	186	kN	Coeff.Sfrutt.	49%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0	kNm	Coeff.Sfrutt.	

**SLE - Tensioni e ampiezza fessure**

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-15	Mpa	Coeff.Sfrutt.	4%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	92	Mpa	Coeff.Sfrutt.	26%
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	87	kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.10	mm	Coeff.Sfrutt.	49%

**Oggetto:**

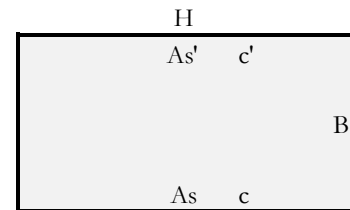
Stazione d'emergenza Aeroporto - Scale - SEZIONE SCATOLARE

Sezione n°. 05

**Dati di Input:**

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	400 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	330 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 [(+)]	62.7 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	16		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	2011 mmq	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq	
As'	Armatura superiore compressa	2011 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	2011 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		
Mslc	Momento di esercizio [(+)]	3.7 kNm		
Nslc	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		
sigsR-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	Coeff.Sfrutt.Max	26%
Mrd	Momento ultimo resistente	243 kNm	Coeff.Sfrutt.	26%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	186 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Vrd	Taglio ultimo resistente	186 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]	6 Mpa	Coeff.Sfrutt.	2%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	0 Mpa	Coeff.Sfrutt.	1%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	87 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.01 mm	Coeff.Sfrutt.	3%

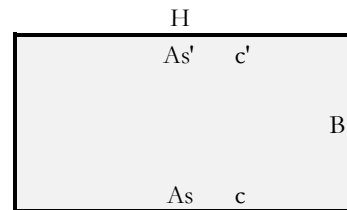
**Oggetto:**

Stazione d'emergenza Aeroporto - Scale - SEZIONE SCATOLARE

Sezione n°. 06

**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]	-28.8 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	258.3 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	217.1 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	16	
Fi2	2° diametro armatura tesa	0	
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	2011 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	2011 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	2011 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	0 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	
Mslc	Momento di esercizio [(+)]	120.9 kNm	
Nslc	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-79.7 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	
sigsR-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	Coeff.Sfrutt.Max	92%
Mrd	Momento ultimo resistente	407 kNm	Coeff.Sfrutt.	63%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	235 kN	Coeff.Sfrutt.	92%
Vrd	Taglio ultimo resistente	235 kN	Coeff.Sfrutt.	92%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

**SLE - Tensioni e ampiezza fessure**

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-26 Mpa	Coeff.Sfrutt.	7%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	106 Mpa	Coeff.Sfrutt.	30%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-3 Mpa	Coeff.Sfrutt.	17%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	199 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.14 mm	Coeff.Sfrutt.	69%



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>SEZ03</b>	<b>SEZ04</b>	<b>SEZ05</b>	<b>SEZ06</b>
SLU	Med/Mrd	56%	20%	27%	49%	26%	63%
SLU	Ved/Vrd	86%	0%	97%	49%	0%	92%
SLE	(sigse/sigsr)s	5%	0%	2%	4%	0%	7%
SLE	(sigse/sigsr)i	32%	1%	12%	26%	2%	30%
SLE	(sig $\alpha$ /sig $\alpha$ )s	13%	1%	6%	16%	1%	17%
SLE	wk/wklim	79%	3%	28%	49%	3%	69%
	MAX	86%	20%	97%	49%	26%	92%
	MAX	97%					

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

### 5.7. 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		400 mm
area sezione calcestruzzo	$A_{ct}$	400000 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	$A_{s,min}$	2575 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;  $k_1 = 0,8$ ;  $k_2 = 0,5$ ;  $k_c = 0,4$ ;  $k = 1,0$ ;  $k_t = 0,4$  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:

diametro 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	$\sigma_s$	288 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	$h_{cr}$	400 mm		
altezza totale sezione	$h$	400 mm		
copriferro (asse barre)	$c$	50 mm		
altezza utile sezione	$d$	350 mm		
diametro massimo modificato utilizzabile	$\phi_s$	24 mm	(= $F_s$ )	

### 5.8. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE

#### *A seguire il riepilogo delle armature del tombino:*

Pareti di spessore	60 cm		
con armatura principale esterna	<b>F16 /100</b>		2011 mm <sup>2</sup>
con armatura principale interna	<b>F16 /100</b>		2011 mm <sup>2</sup>
Soletta superiore di spessore	40 cm		
con armatura principale superiore	<b>F16 /100</b>		2011 mm <sup>2</sup>
con armatura principale inferiore	<b>F16 /100</b>		2011 mm <sup>2</sup>
Soletta inferiore di spessore	80 cm		
con armatura principale superiore	<b>F16 /100</b>		2011 mm <sup>2</sup>
con armatura principale inferiore	<b>F16 /100</b>		2011 mm <sup>2</sup>

Le pareti non necessitano di armatura a taglio.

La soletta superiore non necessita di armatura a taglio.

La soletta inferiore non necessita di armatura a taglio.

*(Le armature a taglio sono state disposte ove non risultano soddisfatte le verifiche con  $V_{rd}$  senza armatura a taglio)*

Le armature di ripartizione sono:

	Armature di ripartizione:	Area:	% Arm. principale:
Pareti	<b>F16 /100 2 strati</b>	4021.2 mm <sup>2</sup>	100% di 4021 mm <sup>2</sup>
Soletta superiore	<b>F16 /100 2 strati</b>	4021.2 mm <sup>2</sup>	100% di 4021 mm <sup>2</sup>
Soletta inferiore	<b>F16 /100 2 strati</b>	4021.2 mm <sup>2</sup>	100% di 4021 mm <sup>2</sup>

#### **Incidenza armature:**

Larghezza utile	Lint	2.00 m	Spessore piedritti	Sp	0.60 m
Altezza libera	Hint	4.95 m	Spessore soletta	Ss	0.40 m
incidenza sovrapp.		20%	Spessore fondazione	Sf	0.80 m
			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	16	100	0	1000	16	100	0	1000	0	1000	1000
soletta	16	100	0	1000	16	100	0	1000	0	1000	1000
fondaz.	16	100	0	1000	16	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]	incd [kg/m <sup>3</sup> ]	Inc%
piedritto	6.93	0.66	3.0	263	<b>88</b>	<b>36%</b>
soletta	3.58	0.46	1.3	136	<b>106</b>	<b>9%</b>
fondaz.	4.38	0.86	2.6	166	<b>65</b>	<b>11%</b>
ripartiz.			9.8	617	<b>63</b>	<b>43%</b>
<b>TOTALE</b>			<b>9.8</b>	<b>1444</b>	<b>148</b>	<b>100%</b>