

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

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

FABBRICATI VIAGGIATORI

Stazione S. Antonio - Sottopasso

Relazione di calcolo delle strutture della scala tipo B

SCALA:

-

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

NN1X 00 D 78 CL FV0400 006 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	ITAFERR S.p.A. Gruppo Ferrovie dello Stato Direzione Generale UO Infrastrutture Sud Prof. Ing. Gianni Tiberti Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10376

NN1X.0.0.D.78.CL.FV.04.0.0.006.B

n. Elab.:

INDICE

1.	PREMESSA.....	3
2.	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	4
3.	PROGETTO NUOVI VANI SCALE.....	5
3.1.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3.2.	UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA	5
3.3.	MATERIALI.....	6
3.4.	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	7
3.5.	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	8
4.	SEZIONE 1: SEZIONE A "U"	10
4.1.	GEOMETRIA.....	10
4.2.	MODELLAZIONE ADOTTATA	10
4.3.	ANALISI DEI CARICHI.....	12
4.3.1.	REAZIONI SCARICHI DELLA PENSILINA.....	18
4.3.2.	REAZIONI INCASTRI DELLA STRUTTURA DELLE SCALE.....	20
4.4.	COMBINAZIONI DI CARICO	20
4.5.	CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI.....	24
4.5.1.	INVILUPPO SLU/SLV.....	24
4.5.2.	INVILUPPO SLE (RARA)	28
4.6.	VERIFICHE SLU/SLV/SLE	31
4.7.	ARMATURE DI RIPARTIZIONE	34
4.8.	RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE	37
5.	SEZIONE 2 - SEZIONE SCATOLARE	38
5.1.	GEOMETRIA.....	38
5.2.	MODELLAZIONE ADOTTATA	38
5.3.	ANALISI DEI CARICHI.....	40
5.3.1.	REAZIONI SCARICHI DELLA PENSILINA.....	47
5.3.2.	REAZIONI INCASTRI DELLA STRUTTURA DELLE SCALE.....	49

5.4. COMBINAZIONI DI CARICO	49
5.5. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI.....	53
5.5.1. INVILUPPO SLU/SLV.....	53
5.5.2. INVILUPPO SLE (RARA)	57
5.6. VERIFICHE SLU/SLV/SLE	60
5.7. ARMATURE DI RIPARTIZIONE	66
5.8. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE	69

1. PREMESSA

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

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

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

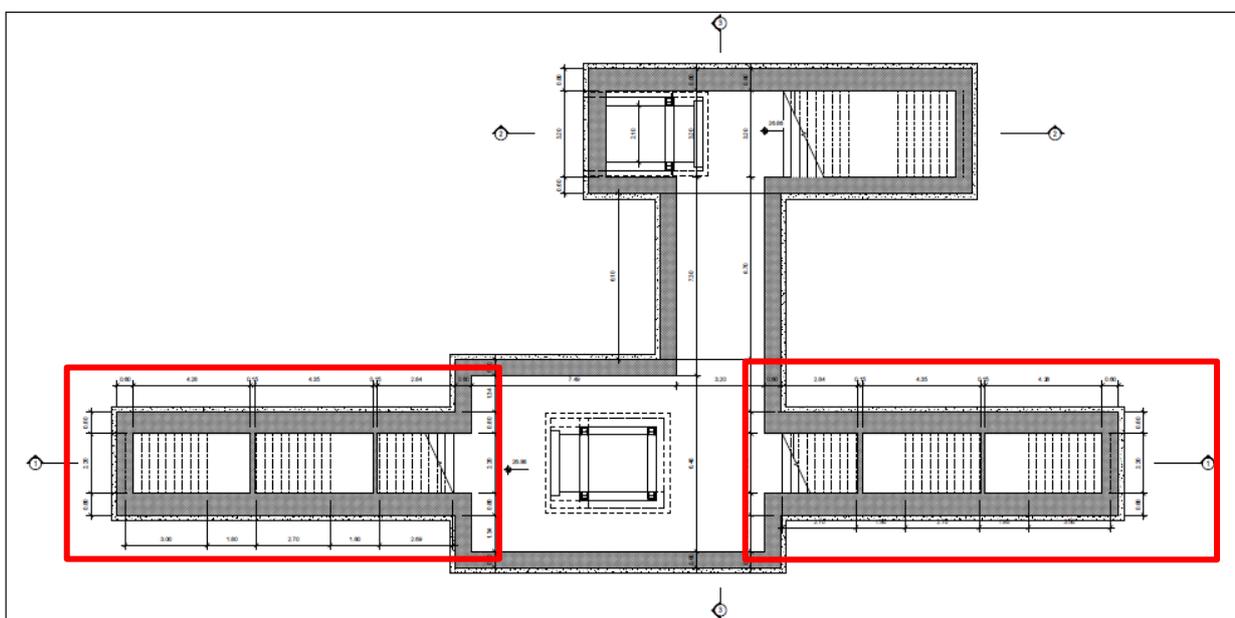


Figura 1a. Planimetria dell’opera con individuazione dei vani scala

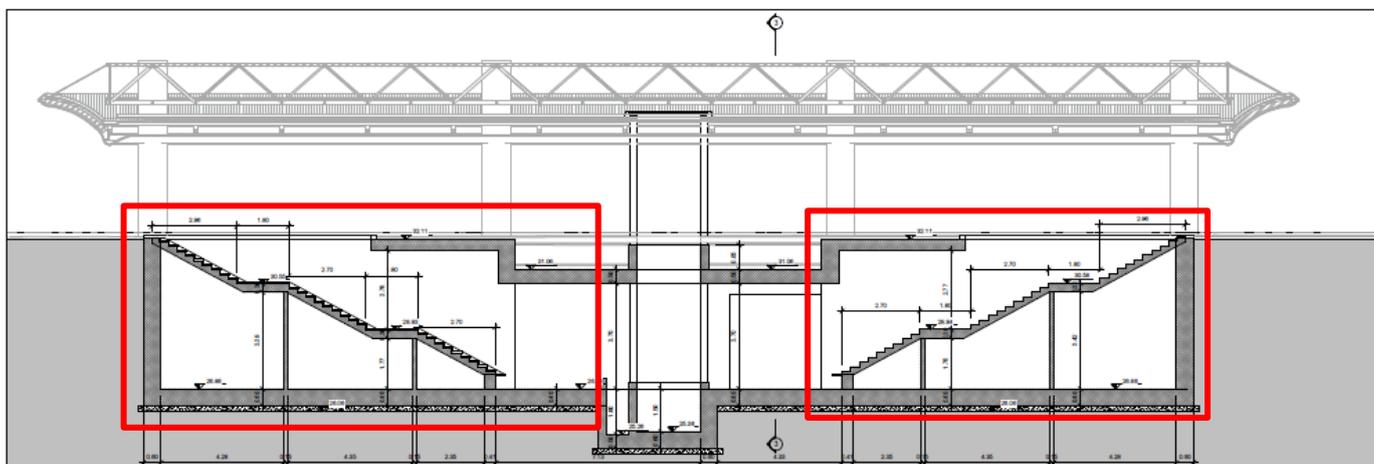


Figura 1b. Sezione longitudinale dell’opera con individuazione dei vani scala

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nell'ambito del progetto della nuova stazione di S. Antonio lungo la linea Salerno-Pontecagnano aeroporto è prevista la realizzazione di due vani scale per consentire il raggiungimento del piano dei binario dal sottopasso realizzato al di sotto della linea metropolitana. Nel seguito si riportano i calcoli necessari al dimensionamento delle strutture che costituiscono uno dei due vani, individuato nelle figure sopra riportate come "Scala B". Si è scelto di dimensionare due sezioni notevoli, una sezione a U in corrispondenza delle parti aperte in sommità (sezione 1 in Figura 2a) e una sezione SCATOLARE in corrispondenza delle parti chiuse (sezione 2 in Figura 2a). L'opera ha dimensioni interne $L_{int} \times H_{int}$, con muri di spessore S_p e soletta inferiore di spessore S_f . Nel seguito verrà esaminata una striscia avente lunghezza 1.00 m.:

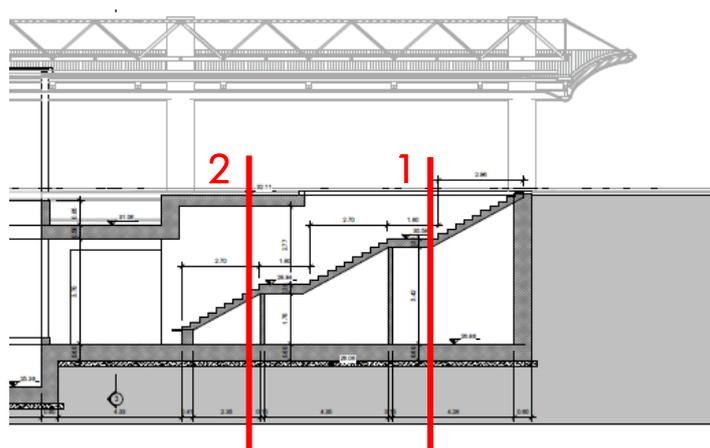


Figura 2a. Individuazione sezione dimensionate

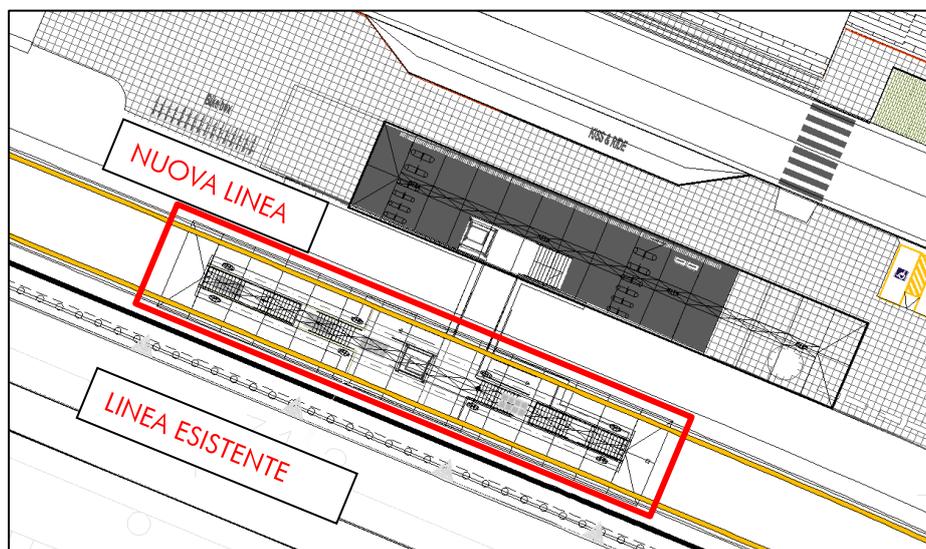


Figura 2b. Configurazione di progetto stazione

3. PROGETTO NUOVI VANI SCALE

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

3.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

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

[N.3]. Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019

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

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

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:

γ (gamma)	peso dell'unità di volume	(kN/m ³)	
σ (sigma)	tensione normale	(N/mm ²)	
τ (tau)	tensione tangenziale	(N / mm ²)	
ε (epsilon)	deformazione	(m/m)	-
ϕ (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**

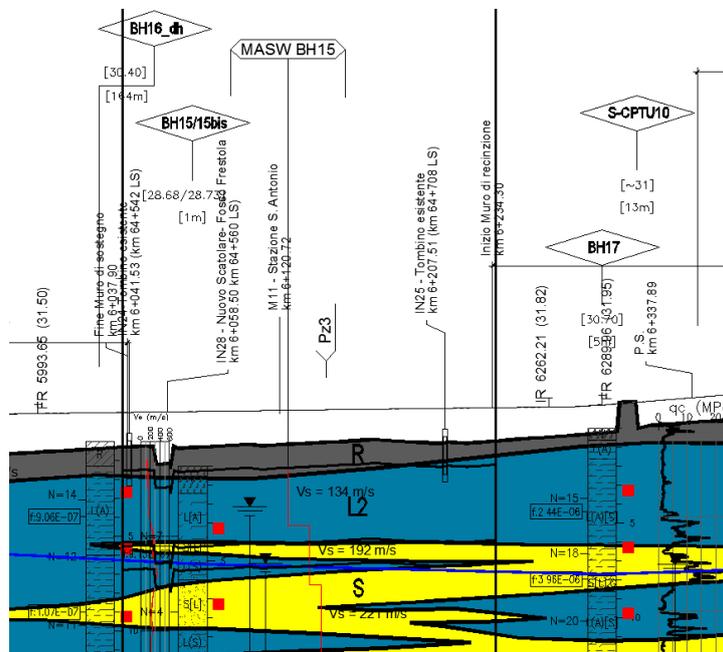
Acciaio da cemento armato normale **B450C** controllato in stabilimento. Le barre sono ad aderenza migliorata. Le caratteristiche meccaniche sono:

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

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

3)L2

Limo media consistenza

Peso specifico terreno	γ_t	18.0 kN/m ³
angolo d'attrito terreno	ϕ	22.0 [°]
coesione efficace terreno	c'	10.0 kN/m ²
coesione non drenata terreno	c_u	45.0 kN/m ²

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

Peso specifico rinterro	NON PRESENTE	γ_t	20.0 kN/m ³	
angolo di attrito rinterro		ϕ'	38.0 [°]	0.663 [rad]
coesione rinterro		c_u	0.0 kN/m ²	
Peso specifico terreno di rinfianco		γ_t	20.0 kN/m ³	
angolo di attrito terreno di rinfianco		ϕ'	38.0 [°]	0.663 [rad]
coesione terreno di rinfianco		c_u	0.0 kN/m ²	

FALDA

Quota falda dal p.c.	q_w	8.00 m
Peso specifico	γ_w	10.00 kN/m ³

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:

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

dove:

- s = cedimento elastico totale;
- B = lato minore della fondazione;
- c_t = 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;
- σ_v0 = tensione litostatica verticale alla quota di posa della fondazione;
- ν = coefficiente di Poisson del terreno;
- E'_{op} = modulo elastico operativo del terreno sottostante.

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

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

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} 40000 kN/m ² <i>(il minore tra i valori proposti)</i>
Coefficiente di Poisson medio terreno	ν 0.3
Lato minore della fondazione	B 3.8 m
Lato maggiore della fondazione	L 12.4 m
Rapporto dei lati	L/B 3.3
Coefficiente adimensionale	ct 1.485
Costante di sottofondo	k_w 7792 kN/m ³

4. SEZIONE 1: SEZIONE A “U”

4.1. GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	2.20 m	luce interna scatolare
Altezza libera	Hint	5.30 m	altezza interna scatolare
Spessore piedritti	Sp	0.80 m	(consigliato: $Sp = Ss$)
Spessore fondazione	Sf	0.60 m	(consigliato: $Sf = Ss + 10cm.$)
Larghezza totale	Ltot	3.80 m	$Lint + 2 \times Sp$
Altezza totale	Htot	5.90 m	$Hint + Sp_s + Sp_f$

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:

asta	base	altezza	descrizione
Asta 1	100 cm	60 cm	(soletta inferiore)
Aste 2, 4	100 cm	80 cm	(Piedritti)

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

Linterasse	3.00 m
Hinterasse	5.60 m
N.nodi	13
N.nodi sup	2
N.nodi inf	11
N.spazi inf	10

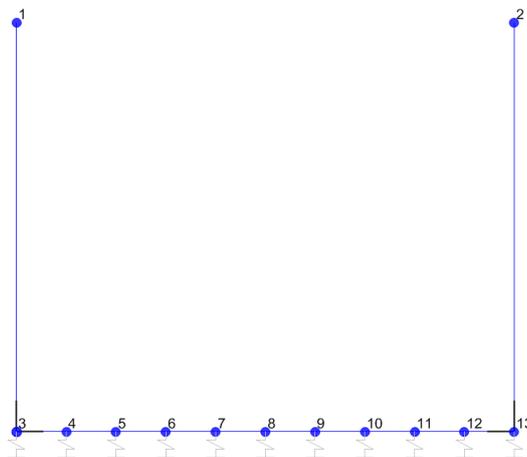


Figura 3. Numerazione nodi modello SAP

Nodo	X	Z
1	0.000	5.600
2	3.000	5.600
3	0.000	0.000
4	0.300	0.000
5	0.600	0.000
6	0.900	0.000
7	1.200	0.000
8	1.500	0.000
9	1.800	0.000
10	2.100	0.000
11	2.400	0.000
12	2.700	0.000
13	3.000	0.000

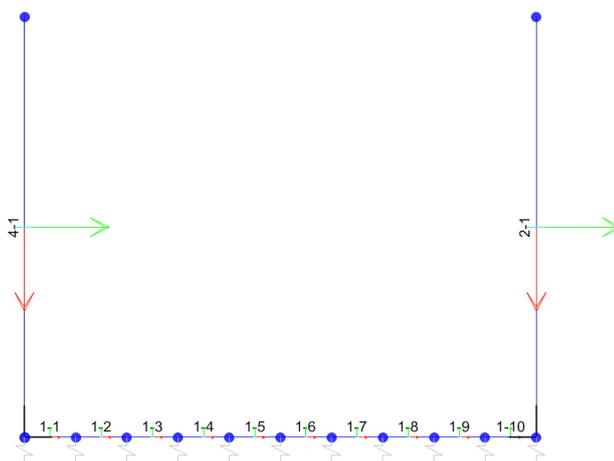


Figura 4: Individuazione elementi modello SAP

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

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

Rigidità molle nodali SAP

ks		7792 kN/m ³
nodi centrali (6,7,8,9,10)		
Linfl		0.300 m
Kcentrale	ks x Linfl x 1	2338 kN/m
nodi intermedi (4,5,11,12)		
Linfl		0.300 m
Kintermedio	1,5 x ks x Linfl x 1	3506 kN/m
nodi estremità (3,13)		
Linfl		0.550 m
Kestremità	2,0 x ks x Linfl x 1	8571 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	γ_{cls}	25 kN/m ³	
peso singolo piedritto	P_p	20.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_p$
peso fondazione	P_{sf}	15.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_f$

Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

angolo di attrito rinterro	\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 ²	$Z=0$
Pressione asse soletta inferiore	P_3	43.05 kN/m ²	$k_o \times \gamma t \times (H_{int} + S_f / 2)$
Pressione intradosso soletta inferiore	P_4	45.35 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r + P_m + \gamma r \times H_{tot})$
Forza concentrata asse soletta inferiore	F_2	13.26 kN/m	$(P_3 + P_4) / 2 \times S_f / 2$

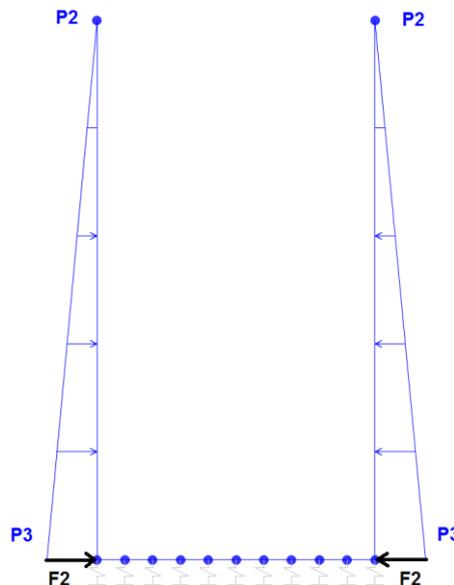


Figura 6. Condizione di carico SPTDX-SPTSX da SAP2000

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

Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (condizione ACCM)

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

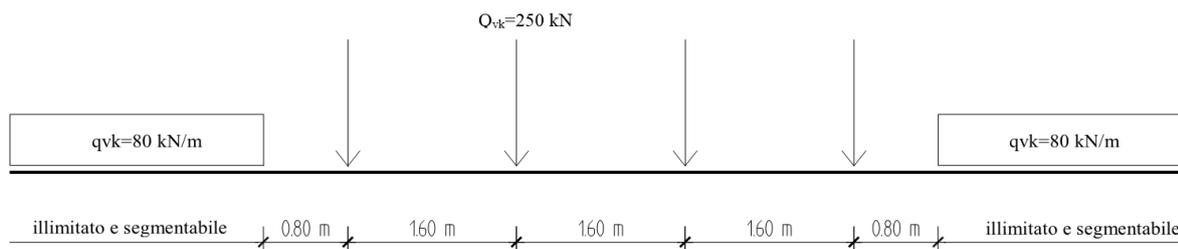


Figura 7. Treno LM71

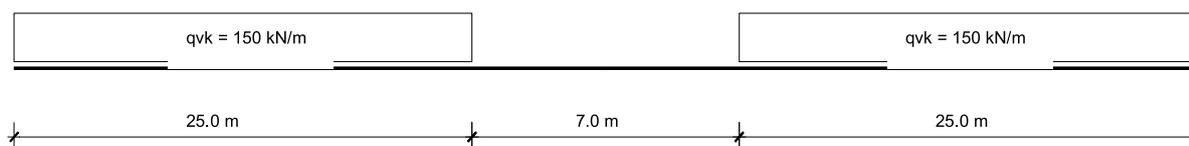


Figura 8. Treno SW/2

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

CARICO TRENO (ACCMSW/02)

Carico distribuito per treno SW/2	q	150.00 kN/m
Larghezza di ripartizione del carico	L_d	3.00 m
Carico distribuito per treno SW/2 diffuso	q_v	50.00 kN/m ²

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

CARICO FOLLA (ACCMQ)

Carico manutenzione	q'	10.00 kN/m ²
---------------------	------	-------------------------

I Carichi accidentali sopra riportati (ACCMSW/02 e ACCMQ) non sono stati assegnati al modello come carichi verticali agenti sulla soletta, in quanto quest'ultima risulta assente, ma sono stati utilizzati per il calcolo delle spinte sui muri laterali dovuti alla presenza dei treni e della folla sul lato del vano scala (condizioni SPACCSXSW/02, SPACCDXSW/02 e SPACCSXQ, SPACCDXQ).

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

Carico distrib treno SW/2 su piedritto sx SQ1 **19.22** kN/m² $qv \times K_0$
spinta semispessore soletta inferiore Fq1inf **5.77** kN/m $SPQ1 \times SPi / 2$

Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizioni SPACCSXQ e SPACCDXQ)

Carico distrib FOLLA su piedritto sx SQ1 **3.84** kN/m² $qv \times K_0$
spinta semispessore soletta inferiore Fq1inf **1.15** kN/m $SPQ1 \times SPi / 2$

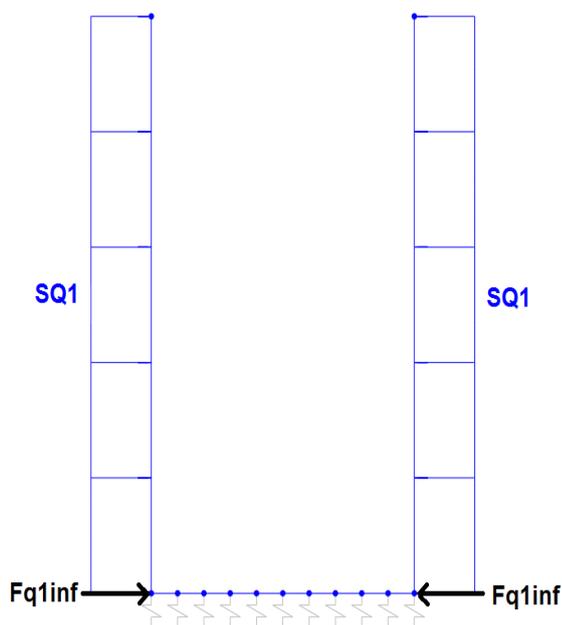


Figura 9. Condizione di carico SPACCSX e SPACCDX da SAP2000

Entrambe le condizioni di carico sopra riportate sono state applicate in maniera simmetrica su entrambi i muri laterali, in quanto su entrambi i lati sono previsti binari e banchine per il transito dei passeggeri (vedi configurazione stazione figura 2b).

CONDIZIONI DI CARICO SISMICHE

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

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h \cdot W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v \cdot W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v

$k_h = a_{max} / g$

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

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

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

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

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

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

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

Spettro di risposta in accelerazione della componente orizzontale

Coordinate del sito in oggetto:

Latitudine	40.63343
Longitudine	14.89422

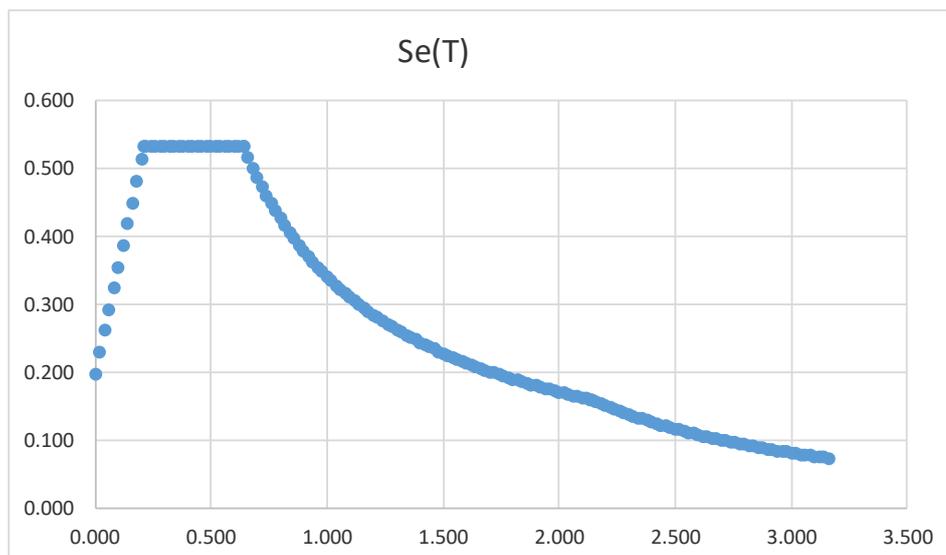
Parametri sismici di progetto

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

Tab.3.2.V	S _S	C _C	S _S	C _C
A	1.00	1.00	1.48	1.34
B	1.20	1.28		
C	1.48	1.34		
D	1.80	1.81		
E	1.60	1.55		

coefficiente amplificazione stratigrafica	S _S	1.485
coefficiente di amplificazione	S	1.485
coefficiente categoria sottosuolo	C _C	1.341
periodo inizio tratto a accelerazione costante = T _c / 3	T _B	0.213 sec
periodo inizio tratto a velocità costante = C _c * T*c	T _C	0.639 sec
periodo inizio tratto a spostamento costante = 4 * ag/g + 1,6	T _D	2.132 sec
accelerazione massima orizzontale al suolo = S _s x S _t x ag/g	ago,max	0.197 g

SPETTRO ORIZZONTALE ELASTICO SLV



Accelerazioni per il calcolo delle forze di inerzia agenti sullo struttura

Coefficiente di riduzione dell'acc max attesa al sito

β **1.000**

$a_o = k_h = a_{go,max} = S \times a_g / g$

valore $PGA \times$ scatolare

$a_o = k_h$ **0.1975 g**

$a_v = k_v = k_h / 2$

valore $PGA \times$ scatolare

$a_v = k_v$ **0.0987 g**

Forze di inerzia (condizione SismaH)

Forza di inerzia treno di carico - (%)

% **20%**

Forza orizzontale su singolo piedritto

F''_h **3.95** kN/m² $P_p \times k_b$

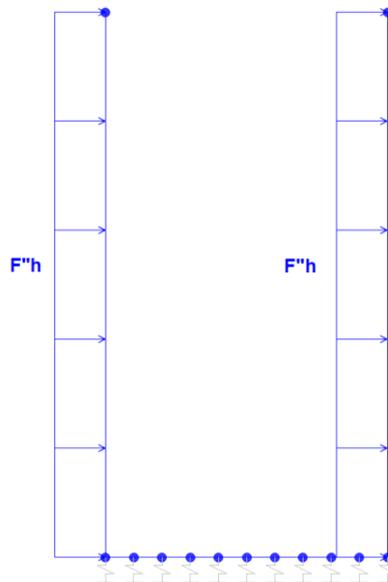


Figura 10. Condizione di carico SismaH e SismaV da SAP2000

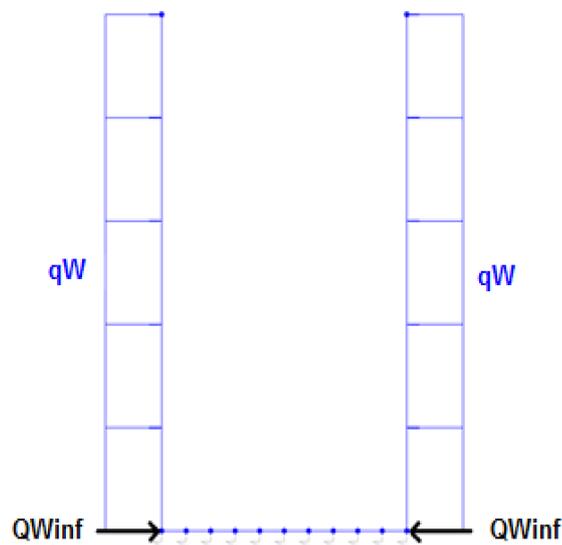
Spinta sismica terreno - Teoria di WOOD (condizioni SPSPDX e SPSSX)

Forza distribuita sui piedritti

q_w **27.25** kN/m² $(\%q_v + q' + \gamma_r \times H_{tot}) \times (a_{go,max})$

Forza concentrata nodo inferiore piedritti

Q_{Winf} **8.18** kN $q_w \times S_f / 2$



4.3.1. Reazioni scarichi della pensilina

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

I valori considerati sono quelli evidenziati in rosso nella tabella.

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

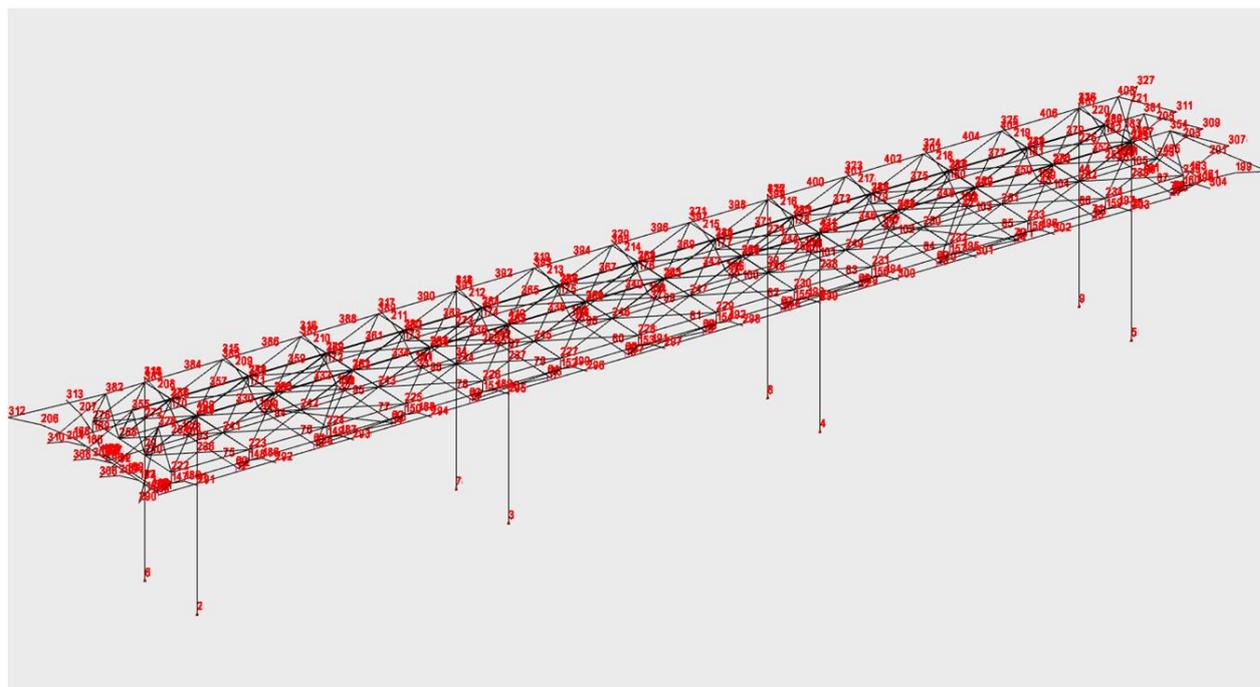
NODO	CONDIZIONE DI CARICO	TRASLAZIONI			MOMENTI		
		X	Y	Z	X	Y	Z
2	Pesi	-0.250	-0.160	21.600	0.321	-0.383	0.000
2	Port.	-1.060	-1.070	54.810	2.122	-1.674	-0.001
2	Neve	-0.340	-0.340	17.370	0.677	-0.547	0.000
2	Vento X (+Z)	-5.890	1.420	-68.020	-2.834	-14.079	0.001
2	Vento Y (+Z)	1.250	-14.830	-80.340	40.239	1.954	0.040
2	Passaggio convogli	-0.020	-2.690	-7.120	6.784	0.223	0.002
2	Vento Y (-Z)	-0.960	-3.900	40.570	11.999	-1.547	0.032
2	ΔT	6.590	0.520	0.640	-2.107	17.160	-0.002
2	X SLV	-49.160	1.430	-16.330	-2.854	-136.473	0.001
2	Y SLV	-1.160	-16.730	-20.730	57.200	-2.069	0.206
5	Pesi	0.250	-0.160	21.600	0.321	0.383	0.000
5	Port.	1.060	-1.070	54.810	2.122	1.674	0.001
5	Neve	0.340	-0.340	17.370	0.677	0.547	0.000
5	Vento X (+Z)	-8.460	1.160	-64.980	-2.316	-18.141	-0.002
5	Vento Y (+Z)	-1.250	-14.830	-80.340	40.239	-1.954	-0.040
5	Passaggio convogli	-0.050	-3.090	2.770	7.598	0.176	-0.001
5	Vento Y (-Z)	0.960	-3.900	40.570	11.999	1.546	-0.032
5	ΔT	-6.590	0.520	0.640	-2.107	-17.160	0.002
5	X SLV	-49.190	-1.430	16.280	2.853	-136.525	0.000
5	Y SLV	0.830	-19.460	-23.360	66.211	1.335	-0.243

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

COMMESSA NN1 LOTTO 0 0 D 78 CODIFICA CL DOCUMENTO FV.04.0.0.006 REV. B FOGLIO 19 di 69

6	Pesi	-0.250	0.160	21.600	-0.321	-0.383	0.000
6	Port.	-1.060	1.070	54.810	-2.122	-1.674	0.001
6	Neve	-0.340	0.340	17.370	-0.678	-0.547	0.000
6	Vento X (+Z)	-5.890	-1.420	-68.020	2.834	-14.079	-0.001
6	Vento Y (+Z)	1.310	-17.420	-52.660	45.389	2.108	0.037
6	Passaggio convogli	-0.050	-3.090	-2.770	7.598	0.176	0.001
6	Vento Y (-Z)	-0.760	-2.170	48.590	8.547	-1.176	0.034
6	ΔT	6.590	-0.520	0.640	2.107	17.160	0.002
6	X SLV	-49.160	-1.420	-16.310	2.837	-136.474	0.000
6	Y SLV	1.170	-16.730	20.720	57.204	2.078	0.206
9	Pesi	0.250	0.160	21.600	-0.321	0.383	0.000
9	Port.	1.060	1.070	54.810	-2.122	1.674	-0.001
9	Neve	0.340	0.340	17.370	-0.677	0.547	0.000
9	Vento X (+Z)	-8.460	-1.160	-64.980	2.316	-18.141	0.002
9	Vento Y (+Z)	-1.310	-17.420	-52.670	45.388	-2.108	-0.037
9	Passaggio convogli	-0.020	-2.690	7.120	6.784	0.224	-0.002
9	Vento Y (-Z)	0.760	-2.170	48.590	8.547	1.177	-0.034
9	ΔT	-6.590	-0.520	0.640	2.107	-17.160	-0.002
9	X SLV	-49.190	1.430	16.280	-2.851	-136.525	0.000
9	Y SLV	-0.840	-19.460	23.360	66.213	-1.361	-0.243

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



4.3.2. Reazioni incastri della struttura delle scale

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

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 ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
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)	-

⁽¹⁾ LM71 ''+'' SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Tab. 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

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

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

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

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

Nelle tabelle sopra riportate è indicato un coefficiente per gli effetti a sfavore di sicurezza e, tra parentesi, un coefficiente, minore del precedente, per gli effetti a favore di sicurezza.

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

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

I coefficienti di amplificazione dei carichi g e i coefficienti di combinazione γ 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 ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ced}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

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

⁽²⁾ 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.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_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
	gr_1	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	gr_2	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	gr_3	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	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
Azioni termiche	T_k	0,0	0,0	0,0
		0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 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.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_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
Permanenti portati	PERM
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	SPACCSXQ
Spinta del carico acc. (SW/2) sulla parete Dx	SPACCDXSW/02
Spinta del carico acc. (Q) sulla parete Dx	SPACCDXQ
Azione sismica orizzontale	Sisma H
Incremento sismico della spinta sul terreno	SPSDX/SX
Scarichi pensilina dovuti al carico del vento	VENTO
Scarichi pensilina dovuti al carico della neve	NEVE

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
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.3	1.5	1.5	1.5	1.5
SPTSX	1	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1
SPACCSXSW/2	1.45	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.16	1.015	1.015
SPACCDXSW/2	1.45	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.16	1.015	1.015
SPACCSXQ	1.35	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.945	0.945	0.945
SPACCDXQ	1.35	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	0.945	0.945	0.945
VENTO	0.9	0	0	0	0.9	0.9	0.9	1.5	0.9	1.5
NEVE	0.75	0	0	0	0.75	0.75	0.75	0.75	1.5	1.5

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

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

Combinazioni di Carico Sismiche					
	sism1	sism2	sism3	sism4	sism5
DEAD	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1
SPTDX	1	1	1	1	1
SPACCSXSW/2	0.2	0.2	0.2	0	0.2
SPACCDXSW/2	0.2	0	0.2	0	0.2
SPACCSXQ	0.6	0.6	0.6	0.6	0
SPACCDXQ	0.6	0	0.6	0.6	0
Sisma H	1	1	1	1	1
SPSDX	0	0	1	1	0
SPSSX	1	1	0	0	1
VENTO	0	0	0	0	0
NEVE	0	0	0	0	0

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

Combinazione rara

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

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

4.5. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

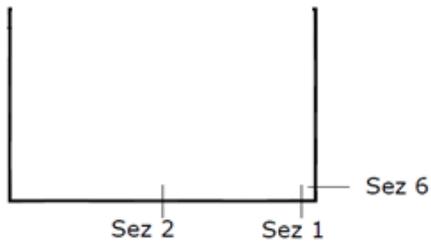
4.5.1. Inviluppo SLU/SLV

USCITA SAP - INVILUPPO SLU SLV							
Text Frame	m Station	Text OutputCase	Text CaseType	Text StepType	KN P	KN V2	KN-m M3
1	0.30	ENVELOPE SLU	§Combination	Max	0.00	295.35	779.93
1	0.43	ENVELOPE SLU	§Combination	Max	0.00	297.25	766.28
1	0.55	ENVELOPE SLU	§Combination	Max	0.00	299.14	752.31
1	0.68	ENVELOPE SLU	§Combination	Max	0.00	301.11	740.76
1	0.81	ENVELOPE SLU	§Combination	Max	0.00	303.00	730.53
1	0.93	ENVELOPE SLU	§Combination	Max	0.00	295.35	720.79
1	1.06	ENVELOPE SLU	§Combination	Max	0.00	297.24	713.16
1	1.18	ENVELOPE SLU	§Combination	Max	0.00	299.13	705.21
1	1.31	ENVELOPE SLU	§Combination	Max	0.00	282.12	700.05
1	1.44	ENVELOPE SLU	§Combination	Max	0.00	284.02	695.00
1	1.56	ENVELOPE SLU	§Combination	Max	0.00	257.87	691.54
1	1.69	ENVELOPE SLU	§Combination	Max	0.00	259.77	689.65
1	1.82	ENVELOPE SLU	§Combination	Max	0.00	224.65	687.94
1	1.94	ENVELOPE SLU	§Combination	Max	0.00	226.55	689.43
1	2.07	ENVELOPE SLU	§Combination	Max	0.00	228.44	690.60
1	2.19	ENVELOPE SLU	§Combination	Max	0.00	184.50	694.83
1	2.32	ENVELOPE SLU	§Combination	Max	0.00	186.40	701.35
1	2.45	ENVELOPE SLU	§Combination	Max	0.00	106.45	709.36
1	2.57	ENVELOPE SLU	§Combination	Max	0.00	108.35	720.01
1	2.70	ENVELOPE SLU	§Combination	Max	0.00	110.24	730.43
1	0.30	ENVELOPE SLU	§Combination	Min	0.00	-24.23	186.74
1	0.43	ENVELOPE SLU	§Combination	Min	0.00	-22.33	173.37
1	0.55	ENVELOPE SLU	§Combination	Min	0.00	-20.44	159.67
1	0.68	ENVELOPE SLU	§Combination	Min	0.00	-73.18	149.45
1	0.81	ENVELOPE SLU	§Combination	Min	0.00	-71.28	141.19
1	0.93	ENVELOPE SLU	§Combination	Min	0.00	-102.34	133.62
1	1.06	ENVELOPE SLU	§Combination	Min	0.00	-100.45	128.79
1	1.18	ENVELOPE SLU	§Combination	Min	0.00	-98.55	123.63
1	1.31	ENVELOPE SLU	§Combination	Min	0.00	-126.01	121.73
1	1.44	ENVELOPE SLU	§Combination	Min	0.00	-124.12	120.01
1	1.56	ENVELOPE SLU	§Combination	Min	0.00	-147.81	120.01
1	1.69	ENVELOPE SLU	§Combination	Min	0.00	-145.92	121.73
1	1.82	ENVELOPE SLU	§Combination	Min	0.00	-165.67	123.63
1	1.94	ENVELOPE SLU	§Combination	Min	0.00	-163.78	128.79
1	2.07	ENVELOPE SLU	§Combination	Min	0.00	-161.88	133.62
1	2.19	ENVELOPE SLU	§Combination	Min	0.00	-177.50	141.19
1	2.32	ENVELOPE SLU	§Combination	Min	0.00	-175.61	149.45
1	2.45	ENVELOPE SLU	§Combination	Min	0.00	-193.46	159.67
1	2.57	ENVELOPE SLU	§Combination	Min	0.00	-191.57	173.37
1	2.70	ENVELOPE SLU	§Combination	Min	0.00	-189.67	176.70

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

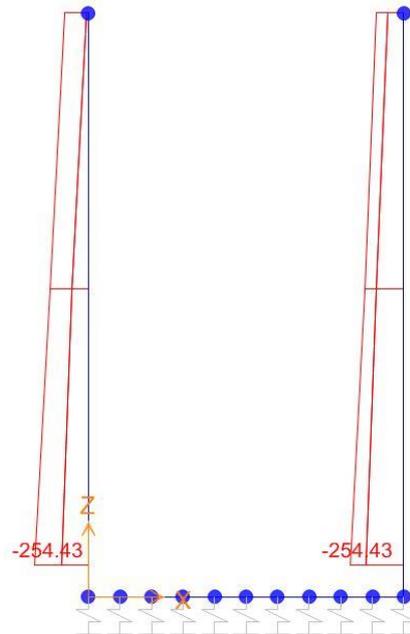
COMMESSA NN1	LOTTO 0 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV.04.0.0.006	REV. B	FOGLIO 25 di 69
-----------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

2	0.00	ENVELOPE SLU	ΣCombination	Max	-75.86	22.12	68.66
2	2.65	ENVELOPE SLU	ΣCombination	Max	-128.84	124.95	-11.50
2	5.30	ENVELOPE SLU	ΣCombination	Max	-181.83	301.63	-142.90
2	0.00	ENVELOPE SLU	ΣCombination	Min	-131.22	1.23	2.44
2	2.65	ENVELOPE SLU	ΣCombination	Min	-184.20	18.83	-135.45
2	5.30	ENVELOPE SLU	ΣCombination	Min	-254.43	89.34	-671.77
4	0.00	ENVELOPE SLU	ΣCombination	Max	-9.69	-1.23	-2.44
4	2.65	ENVELOPE SLU	ΣCombination	Max	-76.24	-28.81	136.31
4	5.30	ENVELOPE SLU	ΣCombination	Max	-129.22	-109.79	747.10
4	0.00	ENVELOPE SLU	ΣCombination	Min	-111.38	-27.71	-75.14
4	2.65	ENVELOPE SLU	ΣCombination	Min	-182.90	-146.14	25.05
4	5.30	ENVELOPE SLU	ΣCombination	Min	-254.43	-323.89	196.78

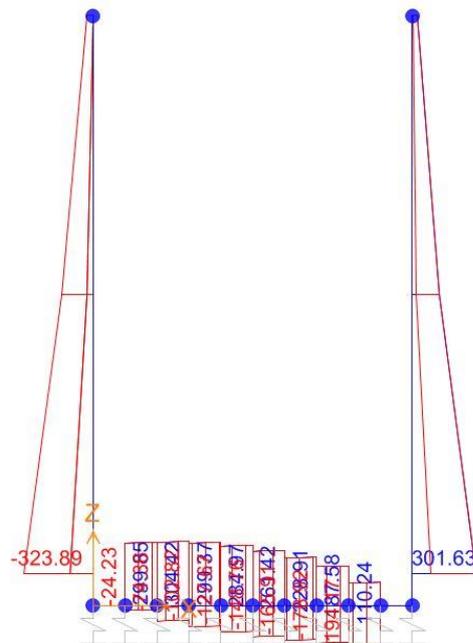


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	303.0	779.9
02	0.0	0.0	120.0
06	-129.2	323.9	747.1

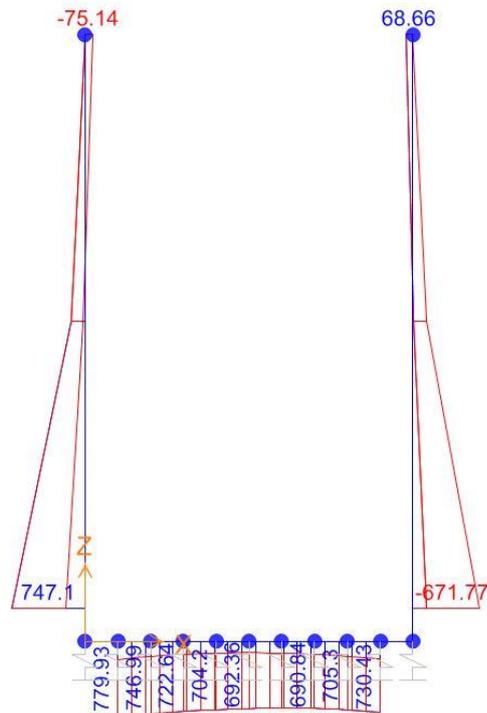
Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU/SLV



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.

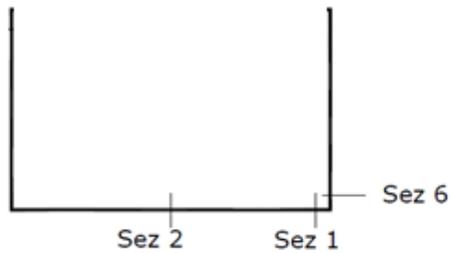
4.5.2. Inviluppo SLE (rara)

USCITA SAP - INVILUPPO SLE							
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN-m
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
1	0.30	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	163.79	480.60
1	0.43	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	165.68	469.21
1	0.55	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	167.58	457.59
1	0.68	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	160.13	447.57
1	0.81	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	162.02	438.42
1	0.93	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	152.48	429.59
1	1.06	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	154.37	422.21
1	1.18	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	156.27	414.59
1	1.31	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	141.67	408.92
1	1.44	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	143.56	403.32
1	1.56	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	124.04	398.85
1	1.69	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	125.93	395.52
1	1.82	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	101.61	392.31
1	1.94	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	103.50	391.45
1	2.07	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	105.40	390.35
1	2.19	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	76.37	391.36
1	2.32	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	78.27	392.92
1	2.45	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	26.85	396.11
1	2.57	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	28.74	402.17
1	2.70	ENVELOPE SLER	Combination	Max	0.00	30.63	407.99
1	0.30	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	11.96	194.16
1	0.43	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	13.86	182.82
1	0.55	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	15.75	171.25
1	0.68	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	-20.66	161.98
1	0.81	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	-18.76	154.01
1	0.93	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	-41.19	146.49
1	1.06	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	-39.30	140.84
1	1.18	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	-37.40	134.95
1	1.31	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	-58.52	131.35
1	1.44	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	-56.62	127.86
1	1.56	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	-76.32	125.62
1	1.69	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	-74.43	124.61
1	1.82	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	-92.59	123.75
1	1.94	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	-90.69	125.29
1	2.07	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	-88.80	126.59
1	2.19	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	-105.30	129.96
1	2.32	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	-103.41	133.86
1	2.45	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	-126.42	139.30
1	2.57	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	-124.53	147.43
1	2.70	ENVELOPE SLER	Combination	Min	0.00	-122.63	155.32

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

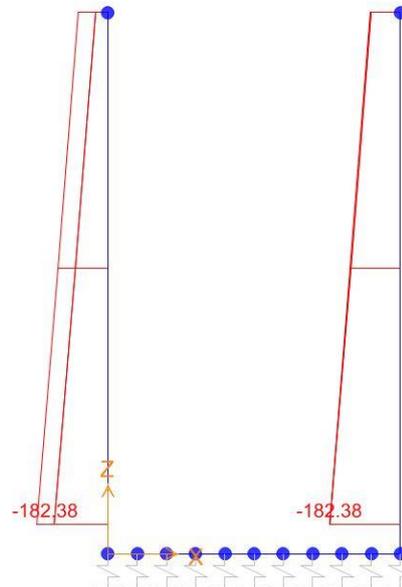
COMMESSA NN1	LOTTO 0 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV.04.0.0.006	REV. B	FOGLIO 29 di 69
-----------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

2	0.00 ENVELOPE SLER Combination	Max	-74.19	1.23	2.44
2	2.65 ENVELOPE SLER Combination	Max	-127.18	64.86	-19.89
2	5.30 ENVELOPE SLER Combination	Max	-180.16	171.69	-156.67
2	0.00 ENVELOPE SLER Combination	Min	-76.41	1.23	2.44
2	2.65 ENVELOPE SLER Combination	Min	-129.39	22.82	-75.59
2	5.30 ENVELOPE SLER Combination	Min	-182.38	87.61	-379.48
4	0.00 ENVELOPE SLER Combination	Max	-31.20	-1.23	-2.44
4	2.65 ENVELOPE SLER Combination	Max	-84.18	-28.22	80.72
4	5.30 ENVELOPE SLER Combination	Max	-137.16	-109.20	448.57
4	0.00 ENVELOPE SLER Combination	Min	-76.41	-12.77	-32.66
4	2.65 ENVELOPE SLER Combination	Min	-129.39	-81.80	24.55
4	5.30 ENVELOPE SLER Combination	Min	-182.38	-204.82	194.82

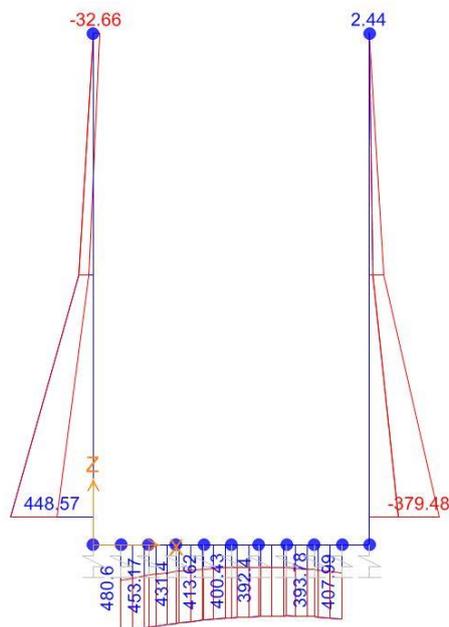


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	167.6	480.6
02	0.0	0.0	123.7
06	-137.2	204.8	379.5

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.

4.6. VERIFICHE SLU/SLV/SLE

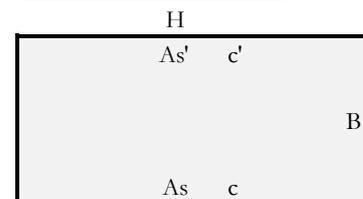
Oggetto:

Stazione di S. Antonio - Scala B - Sezione a U
Sezione n°. 01

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	600 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	100 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	100 mm		
d	Altezza utile = H-c	500 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 [(+)]	779.9 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	303.0 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	24		
Fi2	2° diametro armatura tesa	24		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	Armatura tesa filante	4524 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	10	Armatura di raffittim.	4524 mmq
As'	Armatura superiore compressa	4524 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	9048 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		
Msle	Momento di esercizio [(+)]	480.6 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	1487 kNm	Coeff.Sfrutt.	52%
Vrd	Taglio ultimo resistente	371 kN	Coeff.Sfrutt.	82%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-64 Mpa	Coeff.Sfrutt.	18%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	127 Mpa	Coeff.Sfrutt.	35%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-7 Mpa	Coeff.Sfrutt.	41%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	237 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.19 mm	Coeff.Sfrutt.	93%
			Coeff.Sfrutt.Max	93%

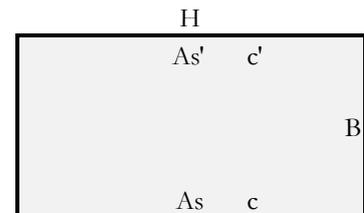
Oggetto:

Stazione di S. Antonio - Scala B - Sezione a U
Sezione n°. 02

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	800.00 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	100 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	100 mm		
d	Altezza utile = H-c	500 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 [(+)]	120.0 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	24		
Fi2	2° diametro armatura tesa	24		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	4524 mmq	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	10 Armatura di raffittim.	4524 mmq	
As'	Armatura superiore compressa	4524 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	9048 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 [(+)]	123.7 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		
Mrd	Momento ultimo resistente	1487 kNm	Coeff.Sfrutt.	8%
Vrd	Taglio ultimo resistente	371 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	
SLE - Tensioni e ampiezza fessure				
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-16 Mpa	Coeff.Sfrutt.	5%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	33 Mpa	Coeff.Sfrutt.	9%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-2 Mpa	Coeff.Sfrutt.	11%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	388 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.10 mm	Coeff.Sfrutt.	52%
			Coeff.Sfrutt.Max	52%

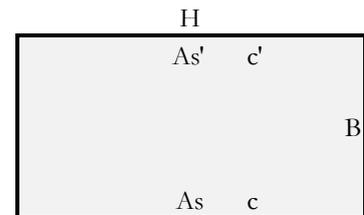
Oggetto:

Stazione di S. Antonio - Scala B - Sezione a U
Sezione n°. 06

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	800.00 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	100 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	100 mm		
d	Altezza utile = H-c	700 mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-129.2 kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	747.1 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	323.9 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	20		
Fi2	2° diametro armatura tesa	20		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	3142 mmq	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	10 Armatura di raffittim.	3142 mmq	
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	6283 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 [(+)]	379.5 kNm		
Nslc	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-137.2 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	1594 kNm	Coeff.Sfrutt.	47%
Vrd	Taglio ultimo resistente	403 kN	Coeff.Sfrutt.	80%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-39 Mpa	Coeff.Sfrutt.	11%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	89 Mpa	Coeff.Sfrutt.	25%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-4 Mpa	Coeff.Sfrutt.	22%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	392 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.11 mm	Coeff.Sfrutt.	54%
			Coeff.Sfrutt.Max	80%

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

SINTESI VERIFICHE SEZIONI NOTEVOLI:				
SL	VERIF	SEZ01	SEZ02	SEZ06
SLU	Med/Mrd	52%	8%	47%
SLU	Ved/Vrd	82%	0%	80%
SLE	(sigse/sigsr)s	18%	5%	11%
SLE	(sigse/sigsr)i	35%	9%	25%
SLE	(sigce/sigα)s	41%	11%	22%
SLE	wk/wklim	93%	52%	54%
	MAX	93%	52%	80%
	MAX	93%		

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 ϵ 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;

σ_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		800 mm
area sezione calcestruzzo	A_{ct}	800000 mm ²
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	$A_{s,min}$	5149 mm ²

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 σ_s nell'espressione (7.1)];

prospetto 7.2N

Diametri massimi delle barre ϕ^*_s per il controllo della fessurazione¹⁾

Tensione nell'acciaio ²⁾ [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:

ϕ_s è il diametro massimo "modificato" delle barre;

ϕ^*_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	Φ trasv	20 mm	< Fs	Verifica soddisfatta
passo barre trasversali	passo	100 mm		
N.strati barre trasvers. (sup.+inf.+intermedi)	n.strati	2		
Area barre trasversali	As	6283 mm ²		
stato tensionale barre dopo fessurazione	σ_s	369 mm ²	< fyk	Verifica soddisfatta
ϕ barre da tabella 7.2N x σ_s e $w_k=0,2$ mm	ϕ^*_s	8 mm		
altezza zona tesa prima della fessurazione	h _{cr}	800 mm		
altezza totale sezione	h	800 mm		
copriferro (asse barre)	c	50 mm		
altezza utile sezione	d	750 mm		
diametro massimo modificato utilizzabile	ϕ_s	64 mm	(= Fs)	

4.8. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE

A seguire il riepilogo delle armature del tombino:

Pareti di spessore	80 cm				
con armatura principale esterna		F20 /100	+	F20 /100	6283 mm ²
con armatura principale interna		F20 /100	+	F20 /100	3142 mm ²
Soletta inferiore di spessore	60 cm				
con armatura principale superiore		F24 /100	+	F24 /100	9048 mm ²
con armatura principale inferiore		F24 /100	+	F24 /100	9048 mm ²

Le pareti non hanno armatura a taglio.

La soletta inferiore non ha armatura a taglio.

Le armature di ripartizione sono:

	Armature di ripartizione:	Area:	% Arm. principale:
Pareti	F20 /100 2 strati	6283.2 mm ²	67% di 9425 mm ²
Soletta inferiore	F20 /100 2 strati	6283.2 mm ²	35% di 18096 mm ²

Incidenza armature:

Larghezza utile	Lint	2.20 m	Spessore piedritti	Sp	0.80 m
Altezza libera	Hint	5.30 m	Spessore fondazione	Sf	0.60 m
incidenza sovrapp.		20%	copriferro	c	0.10 m

Elem.	Ø1 sup/int [mm]	pass1 [mm]	Ø2 sup/int [mm]	pass2 [mm]	Ø3 inf/ext [mm]	pass3 [mm]	Ø4 inf/ext [mm]	pass4 [mm]	Øleg [mm]	Øleg pass1 [mm]	Øleg pass2 [mm]
piedritto	20	100	20	100	20	100	20	100	0	1000	1000
fondaz.	24	100	24	100	24	100	24	100	0	1000	1000
ripartiz.	20	100	x	2 strati							
Elem.	LØ [m]	Lleg [mm]	Vol [m ³]	Peso [kg]	incd [kg/m ³]	Inc%					
piedritto	6.90	0.80	4.2	817	193	47%					
fondaz.	4.40	0.60	2.3	750	329	22%					
ripartiz.			10.8	1077	100	31%					
TOTALE			10.8	3461	322	100%					

5. SEZIONE 2 - SEZIONE SCATOLARE

5.1. GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	2.60 m	luce interna scatolare
Altezza libera	Hint	4.85 m	altezza interna scatolare
Spessore piedritti	Sp	0.80 m	(consigliato: $Sp = Ss$)
Spessore soletta	Ss	0.40 m	(consigliato: $Ss = Lint / 10 + 10cm.$)
Spessore fondazione	Sf	0.60 m	(consigliato: $Sf = Ss + 10cm.$)
Larghezza totale	Ltot	4.20 m	$Lint + 2 \times Sp$
Altezza totale	Htot	5.85 m	$Hint + Sp_s + Sp_f$

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:

asta	base	altezza	descrizione
Asta 1	100 cm	60 cm	(soletta inferiore)
Aste 2, 4	100 cm	80 cm	(Piedritti)
Aste 3	100 cm	40 cm	(Soletta superiore)

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

Linterasse	3.40 m
Hinterasse	5.35 m
N.nodi	13
N.nodi sup	2
N.nodi inf	11
N.spazi inf	10

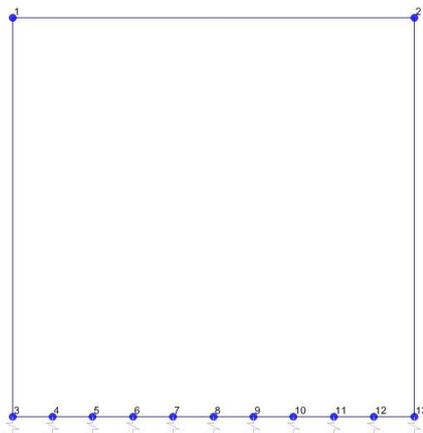


Figura 3. Numerazione nodi modello SAP

Nodo	X	Z
1	0.000	5.350
2	3.400	5.350
3	0.000	0.000
4	0.340	0.000
5	0.680	0.000
6	1.020	0.000
7	1.360	0.000
8	1.700	0.000
9	2.040	0.000
10	2.380	0.000
11	2.720	0.000
12	3.060	0.000
13	3.400	0.000

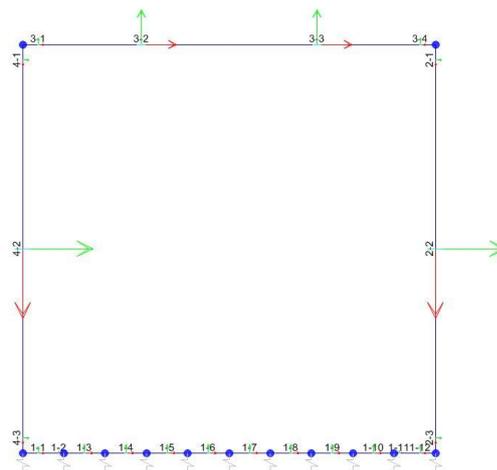


Figura 4: Individuazione elementi modello SAP

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

Rigidezza molle nodali SAP

ks		7313 kN/m ³
nodi centrali (6,7,8,9,10)		
Linfl		0.340 m
Kcentrale	ks x Linfl x 1	2486 kN/m
nodi intermedi (4,5,11,12)		
Linfl		0.340 m
Kintermedio	1,5 x ks x Linfl x 1	3730 kN/m
nodi estremità (3,13)		
Linfl		0.570 m
Kestremità	2,0 x ks x Linfl x 1	8337 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	γ_{cls}	25 kN/m ³	
peso soletta superiore	P_{ss}	10.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_s$
peso singolo piedritto	P_p	20.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_p$
peso fondazione	P_{sf}	15.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_f$

Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

angolo di attrito rinterro	ϕ'	38.0 [°]	0.663 [rad]
coefficiente spinta attiva k_a	k_a	0.238	$(1 - \text{sen}\phi) / (1 + \text{sen}\phi)$
coefficiente spinta riposo k_o	k_o	0.384	$(1 - \text{sen}\phi)$
coefficiente spinta passiva k_p	k_p	4.204	$(1 + \text{sen}\phi) / (1 - \text{sen}\phi)$
Pressione asse soletta superiore	P_2	0.00 kN/m ²	$Z=0$
Pressione asse soletta inferiore	P_3	39.59 kN/m ²	$k_o \times \gamma t \times (H_{int} + S_f / 2)$
Pressione intradosso soletta inferiore	P_4	41.89 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r + P_m + \gamma_r \times H_{tot})$
Forza concentrata asse soletta inferiore	F_2	12.22 kN/m	$(P_3 + P_4) / 2 \times S_f / 2$

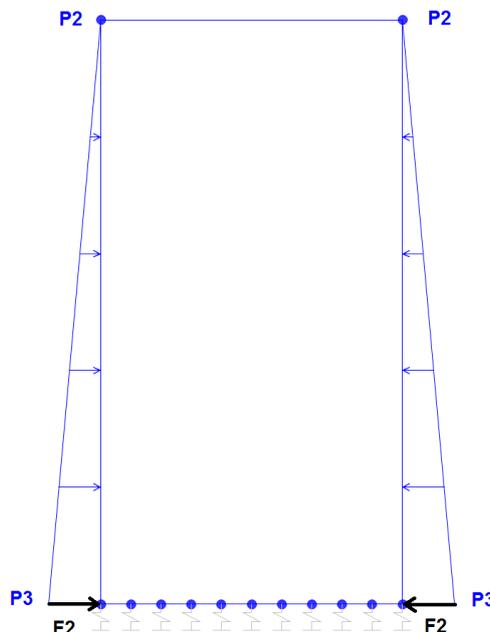


Figura 6. Condizione di carico SPTDX-SPTSX da SAP2000

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

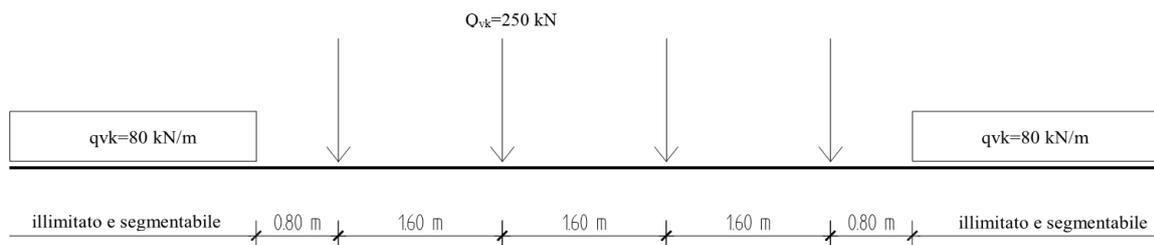


Figura 7. Treno LM71

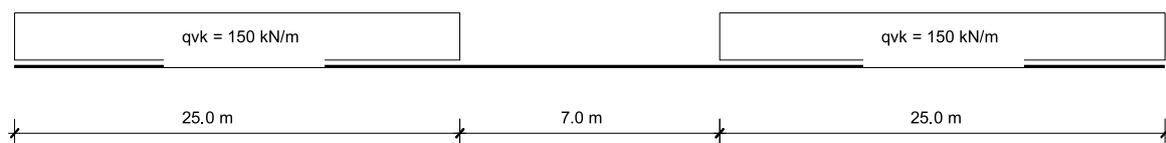


Figura 8. Treno SW/2

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

 $q = 150.00 \text{ kN/m}$

Larghezza di ripartizione del carico

 $L_d = 3.00 \text{ m}$

Carico distribuito per treno SW/2 diffuso

 $q_v = 50.00 \text{ kN/m}^2$

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

 $PQ1 = 10.00 \text{ kN/m}^2$

Il carico accidentale dovuto alla presenza delle persone è stato applicato sulla soletta superiore come carico verticale distribuito; il carico accidentale dovuto alla presenza dei treni, invece, è stato utilizzato solo per il calcolo della spinta sui muri laterali.



Figura 9. Condizione di carico ACCM da SAP2000

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

Carico distrib treno SW/2 sui piedritti	S_{qv}	19.22 kN/m ²	$qv \times K_0$
Spinta semispessore soletta superiore	F_{q1sup}	3.84 kN/m	$S_{qv} \times SP_s / 2$
spinta semispessore soletta inferiore	F_{q1inf}	5.77 kN/m	$S_{qv} \times SP_i / 2$

Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizioni SPACCSXQ e SPACCDXQ)

Carico distrib folla sui piedritti	S_{Q1}	3.84 kN/m ²	$P_{Q1} \times K_0$
Spinta semispessore soletta superiore	F_{q1sup}	0.77 kN/m	$S_{Q1} \times SP_s / 2$
Spinta semispessore soletta inferiore	F_{q1inf}	1.15 kN/m	$S_{Q1} \times SP_i / 2$

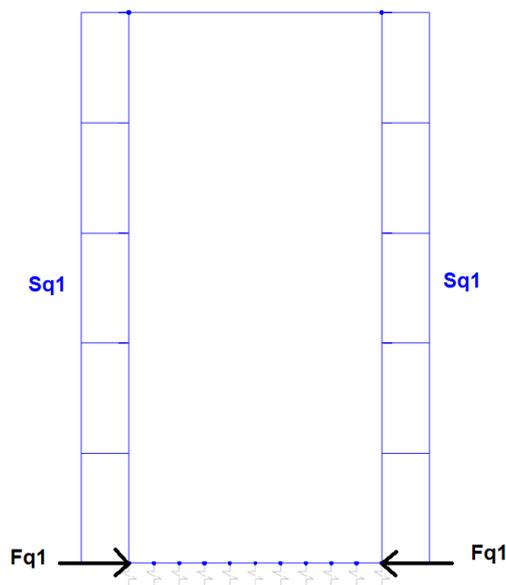


Figura 10. Condizione di carico SPACCSXQ/SW02 e SPACCDXQ/SW02 da SAP2000

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 $\Delta t = \pm 5^{\circ}\text{C}$.

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

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:

Variazione termica uniforme equivalente	ΔT_{ritiro}	-[11.50°]	<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 $F_h = k_h * W$

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	40.63343
Longitudine	14.89422

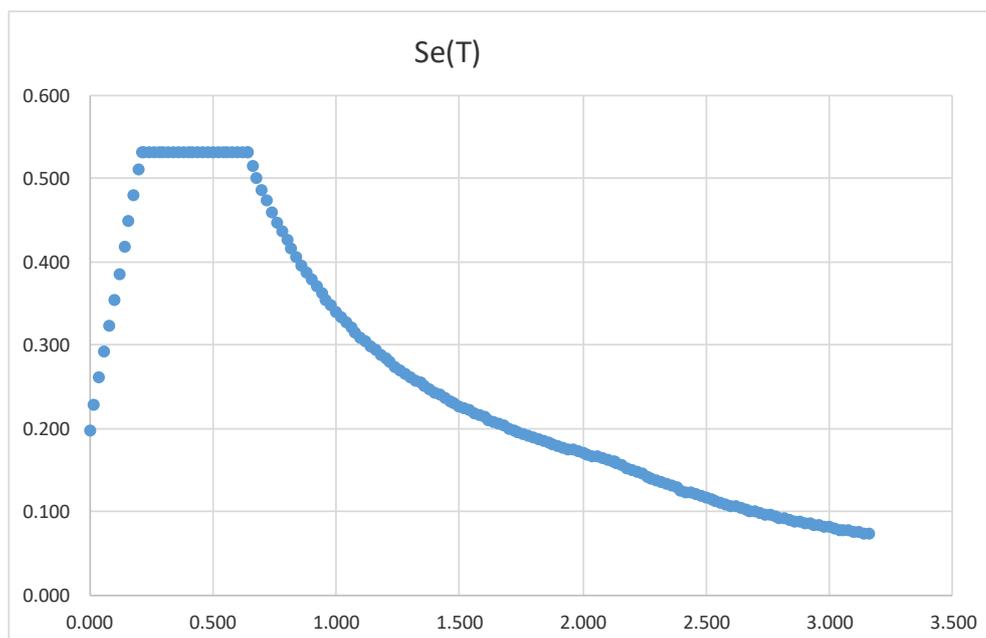
Parametri sismici di progetto

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

Tab.3.2.V	S _S	C _C	S _S	C _C
A	1.00	1.00	1.48	1.34
B	1.20	1.28		
C	1.48	1.34		
D	1.80	1.81		
E	1.60	1.55		

coefficiente amplificazione stratigrafica	S _S	1.485
coefficiente di amplificazione	S	1.485
coefficiente categoria sottosuolo	C _C	1.341
periodo inizio tratto a accelerazione costante = T _c / 3	T _B	0.213 sec
periodo inizio tratto a velocità costante = C _c * T*c	T _C	0.639 sec
periodo inizio tratto a spostamento costante = 4 * ag/g + 1,6	T _D	2.132 sec
accelerazione massima orizzontale al suolo = S _s x S _t x ag/g	ago,max	0.197 g

SPETTRO ORIZZONTALE ELASTICO SLV



Accelerazioni per il calcolo delle forze di inerzia agenti sullo scatolare

Coefficiente di riduzione dell'acc max attesa al sito

β **1.000**

$a_o = k_h = a_{g0,max} = S \times a_g / g$

valore $PGA \times$ scatolare

$a_o = k_h$ **0.1975 g**

$a_v = k_v = k_h / 2$

valore $PGA \times$ scatolare

$a_v = k_v$ **0.0987 g**

Forze di inerzia (condizione SismaH)

Forza di inerzia treno di carico - (%)

% **20%**

Forza orizzontale sulla soletta di copertura

F^h **3.95 kN/m** ($P_{ss} + PQ1$) $\times kb$

Forza orizzontale su singolo piedritto

$F^{h''}$ **3.95 kN/m²** $Pp \times kb$

Forze di inerzia (condizione SismaV)

Forza di inerzia treno di carico - (%)

% **20%**

Forza verticale sulla soletta di copertura

$F^{v''}$ **2.47 kN/m²** ($P_{ss} + PQ1$) $\times kv$

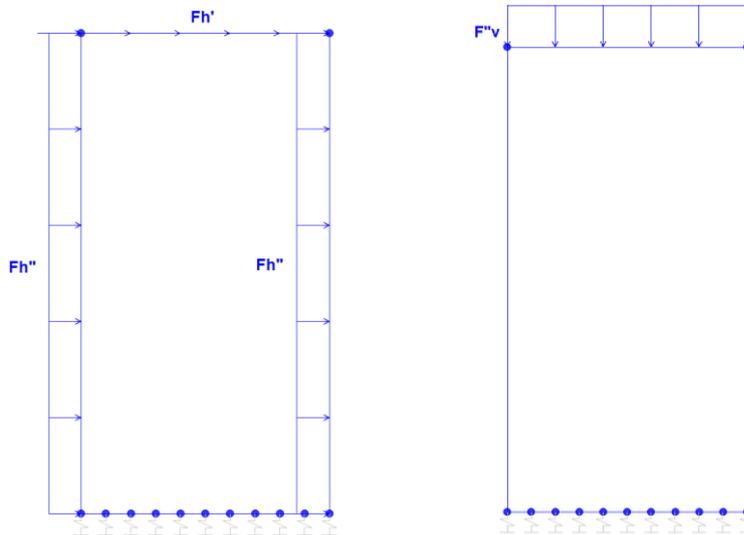


Figura 11. Condizione di carico SismaH e SismaV da SAP2000

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

Forza distribuita sui piedritti

Q_w **27.05 kN/m²** ($\%qv + PQ1 + \gamma r \times H_{tot}$) $\times (a_{g0,max})$

Forza concentrata nodo superiore piedritti

QW_{sup} **5.41 kN** $qW_{sx} \times Sf / 2$

Forza concentrata nodo inferiore piedritti

QW_{inf} **8.12 kN** $qW_{sx} \times Sf / 2$

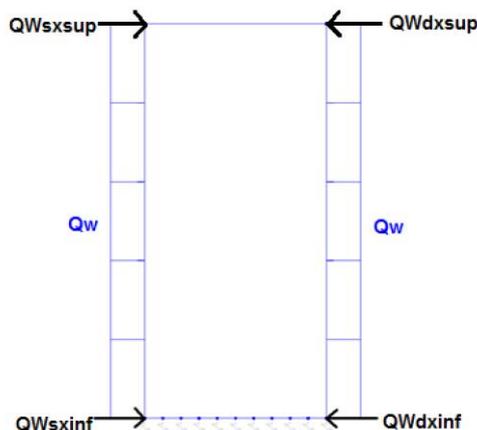


Figura 12. Condizione di carico SPSDX e SPSSX da SAP2000

5.4.1. Reazioni scarichi della pensilina

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

I valori considerati sono quelli evidenziati in rosso nella tabella.

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

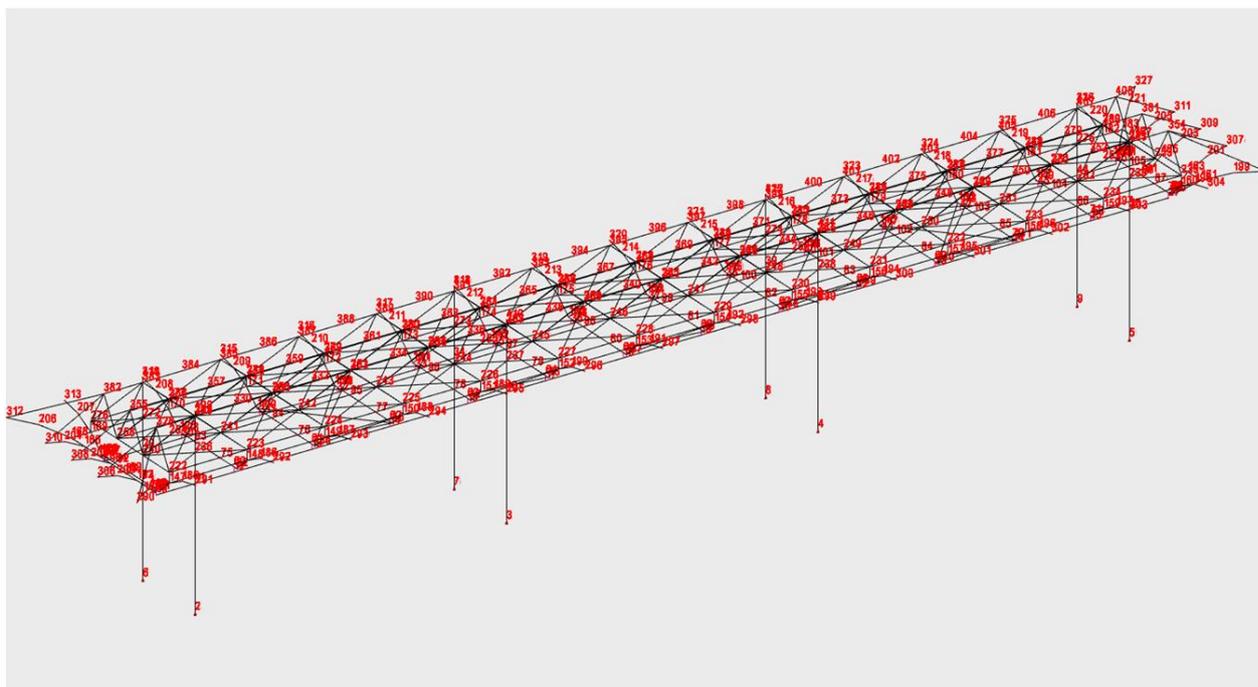
NODO	CONDIZIONE DI CARICO	TRASLAZIONI			MOMENTI		
		X	Y	Z	X	Y	Z
3	Pesi	0.020	-0.010	26.060	-0.001	0.031	0.000
3	Port.	0.080	-0.440	74.990	0.820	0.086	0.000
3	Neve	0.020	-0.140	23.520	0.268	0.021	0.000
3	Vento X (+Z)	-6.740	0.550	-89.970	-1.022	-15.413	0.000
3	Vento Y (+Z)	-0.150	-15.980	-105.260	42.651	-0.207	0.000
3	Passaggio convogli	0.040	-3.050	3.060	7.482	0.346	0.000
3	Vento Y (-Z)	0.010	-3.790	56.650	11.893	-0.028	0.000
3	ΔT	1.940	0.670	-0.640	-2.408	5.317	0.000
3	X SLV	-43.690	0.120	10.410	-0.283	-128.172	0.000
3	Y SLV	-0.720	-16.230	-21.150	53.609	-1.280	-0.001
4	Pesi	-0.020	-0.010	26.060	-0.001	-0.031	0.000
4	Port.	-0.080	-0.440	74.980	0.820	-0.086	0.000
4	Neve	-0.020	-0.140	23.520	0.268	-0.021	0.000
4	Vento X (+Z)	-6.550	0.520	-92.000	-0.969	-15.203	0.000
4	Vento Y (+Z)	0.150	-15.980	-105.260	42.653	0.207	0.000
4	Passaggio convogli	0.040	-2.730	-7.450	6.847	0.348	0.000
4	Vento Y (-Z)	-0.010	-3.800	56.650	11.895	0.028	0.000
4	ΔT	-1.940	0.670	-0.640	-2.408	-5.317	0.000
4	X SLV	-43.700	-0.120	-10.360	0.289	-128.191	0.000
4	Y SLV	0.340	-16.100	-21.160	53.575	0.628	0.002

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

COMMESSA NN1	LOTTO 0 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV.04.0.0.006	REV. B	FOGLIO 48 di 69
-----------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

7	Pesi	0.020	0.010	26.060	0.001	0.031	0.000
7	Port.	0.080	0.440	74.990	-0.820	0.086	0.000
7	Neve	0.020	0.140	23.520	-0.268	0.022	0.000
7	Vento X (+Z)	-6.740	-0.550	-89.970	1.022	-15.413	0.000
7	Vento Y (+Z)	-0.040	-17.050	-76.710	44.642	-0.002	0.000
7	Passaggio convogli	0.040	-2.730	7.450	6.847	0.348	0.000
7	Vento Y (-Z)	0.110	-3.080	65.320	10.560	0.169	0.000
7	ΔT	1.940	-0.670	-0.640	2.408	5.317	0.000
7	X SLV	-43.690	-0.120	10.390	0.278	-128.172	0.000
7	Y SLV	0.740	-16.230	21.150	53.612	1.315	-0.001
8	Pesi	-0.020	0.010	26.060	0.001	-0.031	0.000
8	Port.	-0.080	0.440	74.990	-0.820	-0.086	0.000
8	Neve	-0.020	0.140	23.520	-0.268	-0.021	0.000
8	Vento X (+Z)	-6.550	-0.520	-92.000	0.969	-15.204	0.000
8	Vento Y (+Z)	0.040	-17.060	-76.700	44.643	0.002	0.000
8	Passaggio convogli	0.040	-3.050	-3.060	7.482	0.346	0.000
8	Vento Y (-Z)	-0.110	-3.080	65.320	10.560	-0.168	0.000
8	ΔT	-1.940	-0.670	-0.640	2.408	-5.317	0.000
8	X SLV	-43.700	0.120	-10.360	-0.289	-128.191	0.000
8	Y SLV	-0.370	-16.100	21.160	53.571	-0.695	0.002

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



5.4.2. Reazioni incastri della struttura delle scale

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

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 ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
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)	-

⁽¹⁾ LM71 ''+'' SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

⁽²⁾ 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_k .

I coefficienti di amplificazione dei carichi g e i coefficienti di combinazione ψ 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 ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

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

⁽²⁾ 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.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

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

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	g_{r1}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{r2}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	g_{r3}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{r4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	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
Azioni termiche	T_k	0,0	0,0	0,0
		0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 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.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_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
Permanenti portati	PERM
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	SPACCSXQ
Spinta del carico acc. (SW/2) sulla parete Dx	SPACCDXSW/02
Spinta del carico acc. (Q) sulla parete Dx	SPACCDXQ
Azione sismica orizzontale	Sisma H
Incremento sismico della spinta sul terreno	SPSDX/SX
Scarichi pensilina dovuti al carico del vento	VENTO
Scarichi pensilina dovuti al carico della neve	NEVE

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
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.3	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SPTSX	1	1	1	1	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1
ACCMQ	1.5	1.5	1.5	1.5	0	0	1.5	1.5	1.2	1.2	1.5
SPACCSXSW/2	0	0	0	0	0	0	1.45	1.45	0	0	0
SPACCDXSW/2	1.45	0	0	1.45	1.45	1.45	0	0	1.16	1.16	1.015
SPACCSXQ	0	0	0	0	0	0	1.35	1.35	0	0	0
SPACCDXQ	1.35	0	0	1.35	1.35	1.35	0	0	1.08	1.08	0.945
EMV_TERM	0	-0.9	0	0	0	0	0.9	-0.9	-1.5	1.5	0.9
RITIRO	0	1.2	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
VENTO	0.9	0	0.9	0.9	0.9	0	0.9	0	1.5	1.5	0.9
NEVE	0.75	0	0.75	0.75	0.75	0	0.75	0	1.5	0.75	1.5

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

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

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								
	sh1	sh2	sh3	sh4	sv1	sv2	sv3	sv4
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM	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	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDXSW/2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
SPACCSXQ	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDXQ	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
EMV_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
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
VENTO	0	0	0	0	0	0	0	0
NEVE	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	4sle
DEAD	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1
SPTDX	0.8	0.8	0.8	0.8
ACCMQ	0.7	0.7	0.7	0.7
SPACCSXSW/2	0.8	0.8	0.8	0.8
SPACCDXSW/2	0.8	0.8	0	0
SPACCSXQ	0.7	0.7	0.7	0.7
SPACCDXQ	0.7	0.7	0	0
EMV_TERM	-0.6	0.6	0.6	0.6
RITIRO	0	0	1	1
VENTO	0.6	0.6	0.6	0
NEVE	0.5	0.5	0	0.5

5.5. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

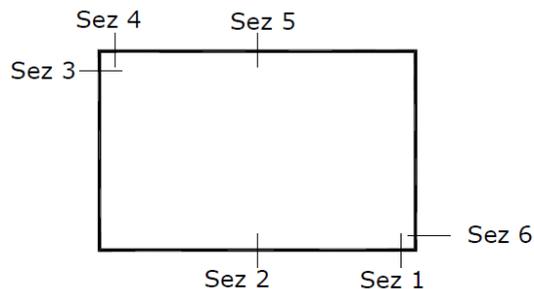
5.5.1. Inviluppo SLU/SLV

USCITA SAP - INVILUPPO SLU SLV							
Text Frame	m Station	Text OutputCase	Text CaseType	Text StepType	KN P	KN V2	KN-m M3
1	0.34	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	231.0	247.9
1	0.48	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	233.9	219.4
1	0.63	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	236.8	190.5
1	0.77	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	204.4	163.1
1	0.91	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	207.3	136.6
1	1.06	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	180.6	113.2
1	1.20	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	183.5	93.2
1	1.34	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	186.4	72.7
1	1.49	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	153.7	54.8
1	1.63	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	156.6	36.9
1	1.77	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	122.2	37.1
1	1.91	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	125.1	49.0
1	2.06	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	88.3	61.0
1	2.20	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	91.2	75.5
1	2.34	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	94.1	89.7
1	2.49	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	51.1	105.8
1	2.63	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	54.0	132.0
1	2.77	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	-17.8	159.2
1	2.92	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	-14.9	188.5
1	3.06	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	0.0	-12.0	217.3
1	0.34	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	10.9	-102.4
1	0.48	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	13.0	-104.1
1	0.63	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	15.2	-106.1
1	0.77	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-53.1	-104.3
1	0.91	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-50.9	-102.2
1	1.06	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-90.1	-98.7
1	1.20	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-88.0	-90.2
1	1.34	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-85.9	-82.1
1	1.49	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-119.6	-75.9
1	1.63	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-117.4	-78.8
1	1.77	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-146.7	-78.9
1	1.91	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-143.8	-76.3
1	2.06	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-169.5	-84.1
1	2.20	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-166.6	-95.2
1	2.34	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-163.7	-106.8
1	2.49	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-186.1	-113.0
1	2.63	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-183.2	-117.7
1	2.77	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-220.5	-118.0
1	2.92	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-217.6	-110.8
1	3.06	ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	0.0	-214.7	-103.9

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

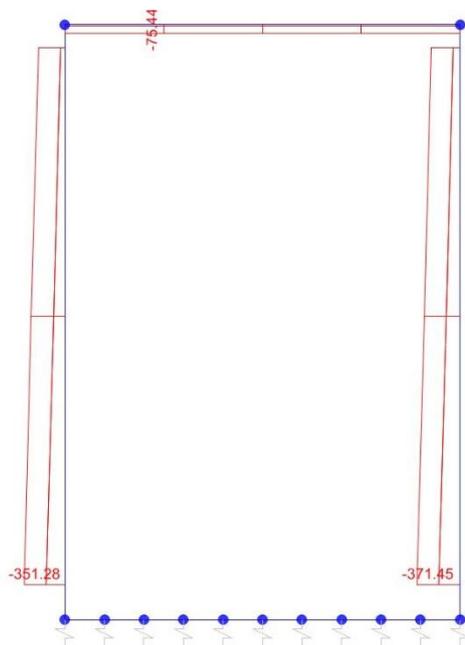
COMMESSA NN1	LOTTO 0 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV.04.0.0.006	REV. B	FOGLIO 54 di 69
-----------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

2	0.20 ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	-58.4	-10.9	88.6
2	2.53 ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	-121.2	55.2	84.0
2	4.85 ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	-183.9	211.8	79.9
2	0.20 ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	-245.9	-62.6	-79.7
2	2.53 ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	-308.7	-38.2	-7.6
2	4.85 ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	-371.4	27.7	-223.5
3	0.00 ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	-11.7	-12.0	39.7
3	0.85 ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	-11.7	12.2	39.6
3	1.70 ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	-11.7	36.4	25.1
3	2.55 ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	-11.7	60.6	25.5
3	3.40 ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	-11.7	84.8	44.8
3	0.00 ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	-75.4	-84.7	-97.7
3	0.85 ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	-75.4	-60.4	-36.6
3	1.70 ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	-75.4	-36.2	-4.4
3	2.55 ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	-75.4	-27.5	-37.0
3	3.40 ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	-75.4	-19.0	-98.2
4	0.20 ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	-35.6	67.5	63.8
4	2.53 ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	-98.3	38.4	7.5
4	4.85 ENVELOPE SLUSLV	Combination	Max	-161.1	-27.5	265.0
4	0.20 ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	-225.8	10.9	-106.9
4	2.53 ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	-288.5	-64.2	-90.5
4	4.85 ENVELOPE SLUSLV	Combination	Min	-351.3	-220.7	-82.7

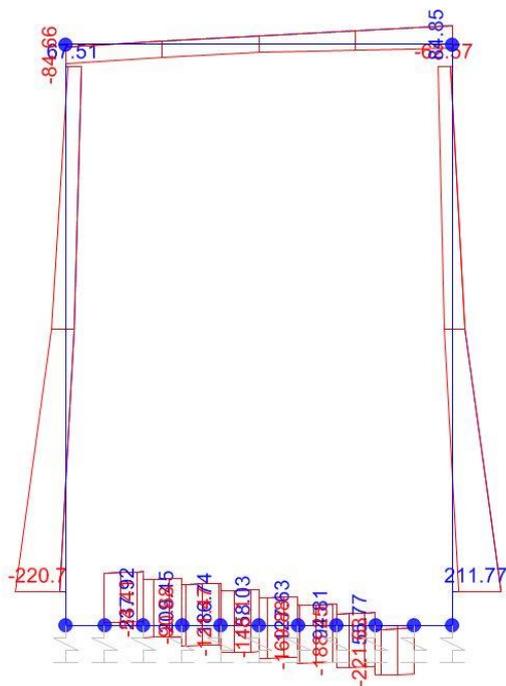


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	236.8	247.9
02	0.0	0.0	118.0
03	-35.6	220.7	106.9
04	0.0	84.8	98.2
05	0.0	0.0	44.8
06	-161.1	220.7	265.0

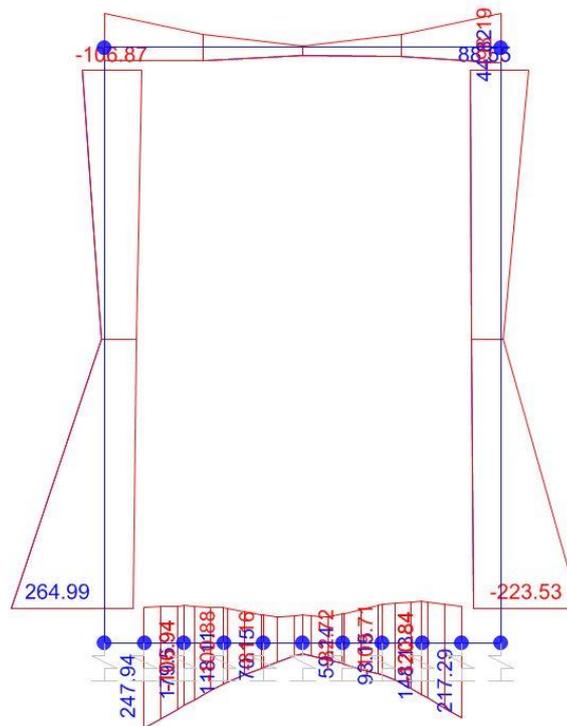
Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU/SLV



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.

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	0.34	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	124.8	149.8
1	0.48316	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	127.0	131.8
1	0.62632	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	129.1	114.2
1	0.76947	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	111.1	97.9
1	0.91263	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	113.2	82.3
1	1.05579	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	98.4	67.0
1	1.19895	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	100.5	53.1
1	1.34211	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	102.7	38.8
1	1.48526	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	84.4	26.6
1	1.62842	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	86.6	14.5
1	1.77158	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	65.5	3.6
1	1.91474	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	67.7	2.7
1	2.05789	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	43.9	2.3
1	2.20105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	46.0	4.7
1	2.34421	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	48.2	6.8
1	2.48737	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	20.9	11.3
1	2.63053	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	23.0	16.4
1	2.77368	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-24.2	23.3
1	2.91684	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-22.0	33.4
1	3.06	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-19.9	43.2
1	0.34	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	81.6	56.2
1	0.48316	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	83.7	44.4
1	0.62632	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	85.9	32.2
1	0.76947	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	56.0	22.6
1	0.91263	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	58.2	14.5
1	1.05579	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	38.2	6.8
1	1.19895	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	40.4	1.2
1	1.34211	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	42.5	-4.8
1	1.48526	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	21.8	-8.2
1	1.62842	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	23.9	-11.4
1	1.77158	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	2.4	-15.8
1	1.91474	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	4.5	-25.3
1	2.05789	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-17.8	-34.5
1	2.20105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-15.7	-40.7
1	2.34421	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-13.5	-47.2
1	2.48737	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-36.7	-50.6
1	2.63053	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-34.6	-53.3
1	2.77368	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-71.6	-53.5
1	2.91684	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-69.4	-49.5
1	3.06	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-67.3	-46.5

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

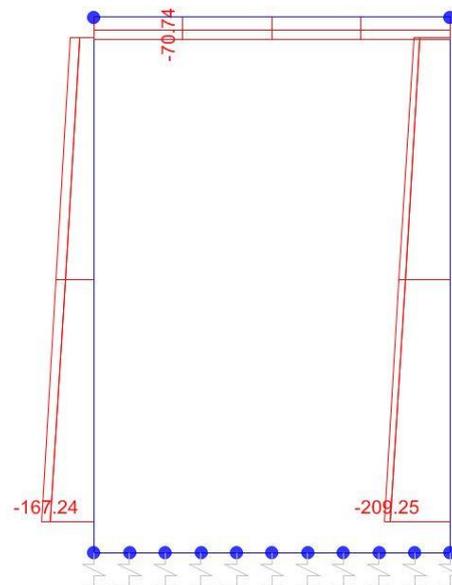
COMMESSA NN1	LOTTO 0 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV.04.0.0.006	REV. B	FOGLIO 58 di 69
-----------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

2	0.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-96.3	-31.6	11.9
2	2.525	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-142.8	7.3	71.9
2	4.85	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-189.3	96.9	34.0
2	0.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-116.3	-53.5	-20.7
2	2.525	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-162.8	-17.3	42.2
2	4.85	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-209.3	35.4	-47.8
3	0	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-42.5	-9.1	18.2
3	0.85	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-42.5	5.4	19.8
3	1.7	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-42.5	19.8	9.0
3	2.55	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-42.5	34.3	-5.6
3	3.4	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-42.5	48.7	-25.9
3	0	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-70.7	-26.6	-24.3
3	0.85	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-70.7	-12.1	-7.9
3	1.7	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-70.7	2.3	-3.7
3	2.55	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-70.7	16.8	-20.4
3	3.4	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-70.7	31.2	-55.7
4	0.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-45.0	51.7	-19.2
4	2.525	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-91.5	-9.5	-47.4
4	4.85	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-138.0	-112.3	151.8
4	0.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-74.3	23.5	-56.0
4	2.525	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-120.7	-37.8	-76.2
4	4.85	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-167.2	-140.6	57.4

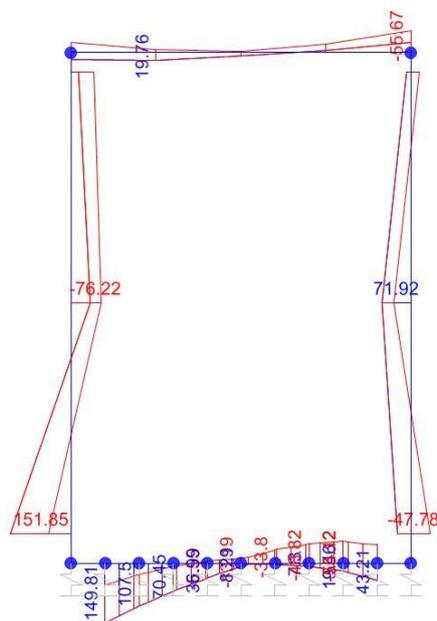


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	129.1	149.8
02	0.0	0.0	53.5
03	-45.0	140.6	56.0
04	0.0	48.7	55.7
05	0.0	0.0	19.8
06	-138.0	140.6	151.8

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:

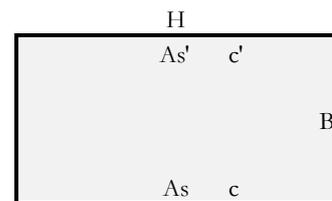
Stazione di S. Antonio - Scala B - SEZIONE SCATOLARE

Sezione n°. 01

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	600 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	530 mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	247.9 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	236.8 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	20		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	Armatura tesa filante	3142 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa		Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	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 [(+)]	149.8 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	Coeff.Sfrutt.Max	57%
Mrd	Momento ultimo resistente	606 kNm	Coeff.Sfrutt.	41%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	268 kN	Coeff.Sfrutt.	88%
Vrd	Taglio ultimo resistente	528 kN		45%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	4 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-25 Mpa	Coeff.Sfrutt.	7%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	101 Mpa	Coeff.Sfrutt.	28%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-3 Mpa	Coeff.Sfrutt.	16%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	200 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.11 mm	Coeff.Sfrutt.	57%

Oggetto:

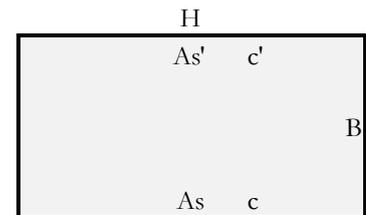
Stazione di S. Antonio - Scala B - SEZIONE SCATOLARE

Sezione n°. 02

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	600 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	530 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	118.0 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	20	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	3142 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 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	1508 mmq/m	15.08 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Mslc	Momento di esercizio [(+)]	53.5 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	21%
Mrd	Momento ultimo resistente	606 kNm	Coeff.Sfrutt.	19%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	268 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Vrd	Taglio ultimo resistente	704 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	8 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-9 Mpa	Coeff.Sfrutt.	2%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	36 Mpa	Coeff.Sfrutt.	10%
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	200 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.04 mm	Coeff.Sfrutt.	21%

Oggetto:

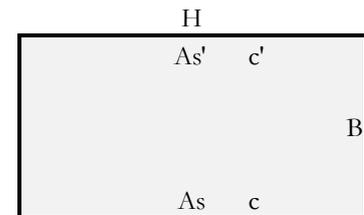
Stazione di S. Antonio - Scala B - SEZIONE SCATOLARE

Sezione n°. 03

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]	-35.6 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	106.9 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	220.7 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	
cot θ	(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 [(+)]	56.0 kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-45.0 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	80%
Mrd	Momento ultimo resistente	570 kNm	Coeff.Sfrutt.	19%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	275 kN	Coeff.Sfrutt.	80%
Vrd	Taglio ultimo resistente	275 kN	Coeff.Sfrutt.	80%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-9 Mpa	Coeff.Sfrutt.	2%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	31 Mpa	Coeff.Sfrutt.	9%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-1 Mpa	Coeff.Sfrutt.	5%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	339 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.04 mm	Coeff.Sfrutt.	21%

Oggetto:

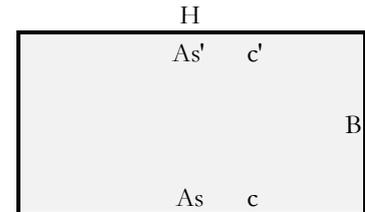
Stazione di S. Antonio - Scala B - SEZIONE SCATOLARE

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 [(+)]	98.2 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	84.8 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		
Mslc	Momento di esercizio [(+)]	55.7 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		
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	Coeff.Sfrutt.Max	51%
Mrd	Momento ultimo resistente	243 kNm	Coeff.Sfrutt.	40%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	186 kN	Coeff.Sfrutt.	46%
Vrd	Taglio ultimo resistente	186 kN	Coeff.Sfrutt.	46%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-16 Mpa	Coeff.Sfrutt.	4%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	96 Mpa	Coeff.Sfrutt.	27%
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	87 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.10 mm	Coeff.Sfrutt.	51%

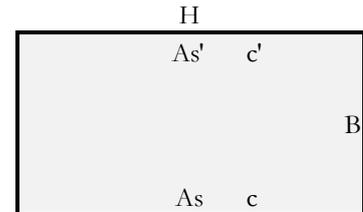
Oggetto:

Stazione di S. Antonio - Scala B - 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 [(+)]	44.8 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 [(+)]	19.8 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	18%
Mrd	Momento ultimo resistente	243 kNm	Coeff.Sfrutt.	18%
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]	-6 Mpa	Coeff.Sfrutt.	2%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	34 Mpa	Coeff.Sfrutt.	9%
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	87 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.04 mm	Coeff.Sfrutt.	18%

Oggetto:

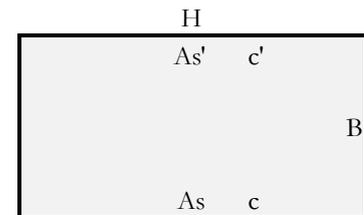
Stazione di S. Antonio - Scala B - SEZIONE SCATOLARE

Sezione n°. 06

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]	-161.1 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	265.0 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	220.7 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	
cot θ	(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 [(+)]	151.8 kNm	
Nslc	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-138.0 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	76%
Mrd	Momento ultimo resistente	612 kNm	Coeff.Sfrutt.	43%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	292 kN	Coeff.Sfrutt.	76%
Vrd	Taglio ultimo resistente	292 kN	Coeff.Sfrutt.	76%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-24 Mpa	Coeff.Sfrutt.	7%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	81 Mpa	Coeff.Sfrutt.	22%
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	352 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.11 mm	Coeff.Sfrutt.	56%

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

SINTESI VERIFICHE SEZIONI NOTEVOLI:							
SL	VERIF	SEZ01	SEZ02	SEZ03	SEZ04	SEZ05	SEZ06
SLU	Med/Mrd	41%	19%	19%	40%	18%	43%
SLU	Ved/Vrd	45%	0%	80%	46%	0%	76%
SLE	(sigse/sigsr)s	7%	2%	2%	4%	2%	7%
SLE	(sigse/sigsr)i	28%	10%	9%	27%	9%	22%
SLE	(sigce/sigcr)s	16%	6%	5%	17%	6%	13%
SLE	wk/wklim	57%	21%	21%	51%	18%	56%
	MAX	57%	21%	80%	51%	18%	76%
	MAX	80%					

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 ϵ 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;

σ_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 ²
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 ²

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 σ_s nell'espressione (7.1)];

prospetto 7.2N

Diametri massimi delle barre ϕ^*_s per il controllo della fessurazione¹⁾

Tensione nell'acciaio ²⁾ [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:

ϕ_s è il diametro massimo "modificato" delle barre;

ϕ^*_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	Φ_{trav}	14 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	3079 mm ²		
stato tensionale barre dopo fessurazione	σ_s	376 mm ²	< f_{yk}	Verifica soddisfatta
ϕ barre da tabella 7.2N x σ_s e $w_k=0,2$ mm	ϕ^*_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	ϕ_s	24 mm	(= F_s)	

5.8. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE

A seguire il riepilogo delle armature del tombino:

Pareti di spessore	80 cm		
con armatura principale esterna	F16 /100		2011 mm ²
con armatura principale interna	F16 /100		2011 mm ²
Soletta superiore di spessore	40 cm		
con armatura principale superiore	F16 /100		2011 mm ²
con armatura principale inferiore	F16 /100		2011 mm ²
Soletta inferiore di spessore	60 cm		
con armatura principale superiore	F20 /100		3142 mm ²
con armatura principale inferiore	F20 /100		3142 mm ²

Le pareti non necessitano di armatura a taglio.

La soletta superiore non necessita di armatura a taglio.

La soletta inferiore necessita di armatura a taglio **F12 /200** dir.princ. /**500** dir.trasv.

(Le armature a taglio sono state disposte ove non risultano soddisfatte le verifiche con Vrd senza armatura a taglio)

Le armature di ripartizione sono:

	Armature di ripartizione:	Area:	% Arm. principale:
Pareti	F14 /100 2 strati	3078.8 mm ²	77% di 4021 mm ²
Soletta superiore	F14 /100 2 strati	3078.8 mm ²	77% di 4021 mm ²
Soletta inferiore	F14 /100 2 strati	3078.8 mm ²	49% di 6283 mm ²

Incidenza armature:

Larghezza utile	Lint	2.60 m	Spessore piedritti	Sp	0.80 m
Altezza libera	Hint	4.85 m	Spessore soletta	Ss	0.40 m
incidenza sovrapp.		20%	Spessore fondazione	Sf	0.60 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.	20	100	0	1000	20	100	0	1000	12	200	500
ripartiz.	14	100	x	2 strati							
Elem.	LØ [m]	Lleg [mm]	Vol [m ³]	Peso [kg]	incid [kg/m ³]	Inc%					
piedritto	7.03	0.86	3.9	266	69	34%					
soletta	4.58	0.46	1.7	173	103	11%					
fondaz.	4.98	0.66	2.5	324	129	21%					
ripartiz.			12.0	525	44	34%					
TOTALE			12.0	1555	130	100%					