

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

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

SOTTOVIA

Elaborati Generali

Relazione di calcolo interventi strutturali

SCALA:

-

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

NN1X 00 D 78 CL SL0000 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Gen-2021	G.Romano	Gen-2021	M.D'Avino	Gen-2021	D.Tiberti Gen-2021  ITALFERR S.p.A. Gruppo Ferrovie dello Stato Direzione Generale UO Infrastrutture Sud Prof. Ing. Gianni Tiberti Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10175

NN1X.0.0.D.78.CL.SL.00.0.0.001.A

n. Elab.:



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO
 COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
 TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO
 PROGETTO DEFINITIVO – SOTTOVIA

Elaborati generali Relazione di calcolo interventi strutturali

COMMESSA
NN1X

LOTTO
00 D 78

CODIFICA
CL

DOCUMENTO
SL.00.0.0.001

REV.
A

FOGLIO
1 di 80

INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA.....	5
3. SOTTOPASSO ESISTENTE.....	6
3.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
3.2. UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA.....	7
3.3. GEOMETRIA.....	7
3.4. MATERIALI.....	8
3.5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	9
3.6. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	10
3.7. MODELLAZIONE ADOTTATA.....	11
3.8. ANALISI DEI CARICHI.....	13
4. VERIFICA REQUISITI S.T.I.	24
5. COMBINAZIONI DI CARICO.....	26
6. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI.....	33
6.1. INVILUPPO SLU/SLV.....	33
6.2. INVILUPPO SLE (RARA).....	37
7. VERIFICHE SLU/SLV/SLE.....	40
8. INTERVENTI STRUTTURALI.....	47
8.1. INCREMENTO DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLE SOLETTE.....	47
8.1.1. VERIFICA A SCORRIMENTO ALL'INTERFACCIA TRA LA SOLETTA E IL RINGROSSO IN C.A.....	48
8.1.2. VERIFICA A TAGLIO SEZIONE COMPOSTA.....	56
8.1.3. VERIFICA BARRE DI ANCORAGGIO AI PIEDRITTI.....	57
8.2. RIDUZIONE DELLE SPINTE STATICHE DEL TERRENO MEDIANTE INIEZIONI CEMENTIZIE.....	63
9. RICALCOLO SOTTOPASSO IN SEGUITO AGLI INTERVENTI STRUTTURALI.....	65
9.1. INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	65
9.2. ANALISI DEI CARICHI.....	66



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO
PROGETTO DEFINITIVO – SOTTOVIA

Elaborati generali Relazione di calcolo interventi strutturali

COMMESSA
NN1X

LOTTO
00 D 78

CODIFICA
CL

DOCUMENTO
SL.00.0.0.001

REV.
A

FOGLIO
2 di 80

.9.3. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI.....	67
.9.3.1. INVILUPPO SLU/SLV.....	67
.9.3.2. INVILUPPO SLE (RARA).....	71
.9.4. VERIFICHE SLU/SLV/SLE.....	74
.10. CONCLUSIONI.....	80



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO
PROGETTO DEFINITIVO – SOTTOVIA

Elaborati generali Relazione di calcolo interventi strutturali

COMMESSA
NN1X

LOTTO
00 D 78

CODIFICA
CL

DOCUMENTO
SL.00.0.0.001

REV.
A

FOGLIO
3 di 80

2. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Il tombino sottopassa la linea ferroviaria ad una distanza fra piano del ferro ed estradosso soletta pari ad H_{ric} , di cui spessore ballast H_b pari a 0.80 m e la rimanente parte il rinterro H_r . Esso ha dimensioni interne $L_{int} \times H_{int}$, con piedritti, soletta superiore e soletta inferiore rispettivamente di spessore S_p , S_s e S_f . Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. Nella figura [Fig. 2] sono riportate schematicamente la geometria dell'opera e la simbologia adottata.

Le caratteristiche geometriche hanno la seguente simbologia (unità di misura metri):

Larghezza utile	L_{int} [m]
Altezza libera	H_{int} [m]
Spessore piedritti	S_p [m]
Spessore soletta	S_s [m]
Spessore fondazione	S_f [m]
Altezza ballast	H_b [m]
Rinterro (superiore)	H_r [m]
Lunghezza traversa	L_{tb} [m]
Altezza traversa	H_{tb} [m]
Ricoprimento	H_{ric} [m]
Larghezza totale	L_{tot} [m]
Altezza totale	H_{tot} [m]

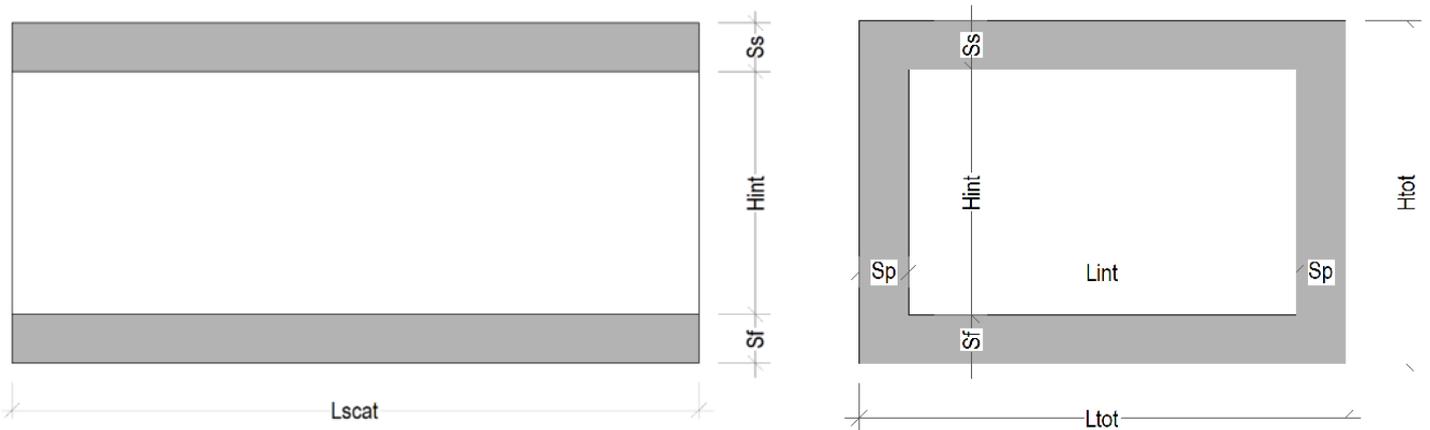


Figura 2. Simbologia adottata

3. SOTTOPASSO ESISTENTE

Nel presente paragrafo si riportano i calcoli statici e sismici relativi allo scatolare esistente, di cui in premessa, eseguiti secondo la 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:

- D.M. 17.01.2018 Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7 Istruzione per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 17 gennaio 2018
- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sottobinario
- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie
- EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules of building
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - Sezione 2 Ponti e Strutture
- RFI DTC SI SP IFS 001 C Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili
- EC08 Eurocodice 8.
- Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea.

.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	(°)

.3.3. GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	10.05 m	luce interna scatolare
Altezza libera	Hint	6.40 m	altezza interna scatolare
Spessore piedritti	Sp	1.00 m	(consigliato: Sp = Ss)
Spessore soletta	Ss	1.00 m	(consigliato: Ss = Lint/10+10cm.)
Spessore fondazione	Sf	1.10 m	(consigliato: Sf = Ss + 10cm.)
Altezza ballast	Hb	0.80 m	
Rinterro (superiore)	Hr	0.00 m	
Lunghezza traversa	Ltb	2.40 m	
Altezza traversa	Htb	0.40 m	
Ricoprimento	Hric	0.80 m	Hb+Hr
Larghezza totale	Ltot	12.05 m	Lint+2xSPp
Altezza totale	Htot	8.50 m	Hint+SPs+SPf

3.4. MATERIALI

Per l'opera in c.a. si adotta:

Calcestruzzo C (28/35) le cui caratteristiche principali sono:

- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$
- 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: $E_c = 32308 \text{ N/mm}^2$
- Copriferro = 40 mm
- Condizioni ambientali: aggressive
- Apertura fessure limite: $w_1 = 0.2 \text{ mm}$

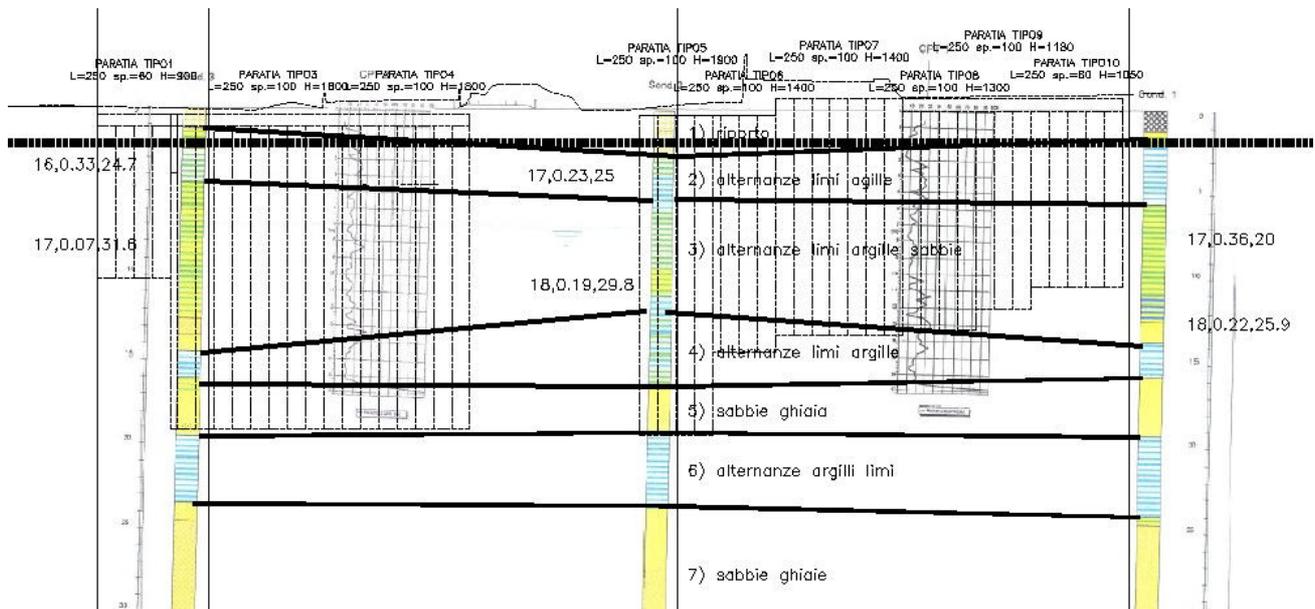
Acciaio da cemento armato normale FeB44K controllato in stabilimento. Le barre sono ad aderenza migliorata. Le caratteristiche meccaniche sono:

- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 430 \text{ Nmm}^2$
- Resistenza di calcolo dell'acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$

dove $\gamma_s = 1.15$

3.5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Si riporta di seguito uno stralcio del profilo geotecnico della zona di riferimento estratto dalla relazione di calcolo del progetto originario:



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

2) a

Alternanza limi, argille e sabbie

Peso specifico terreno	γ_t	18.0 kN/m ³
angolo d'attrito terreno	ϕ	29.0 [°]
coesione efficace terreno	c'	5.0 kN/m ²
coesione non drenata terreno	c_u	- kN/m ²

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

Peso specifico rinterro	FERROVIARIO	γ_t	19.0 kN/m ³	
angolo di attrito rinterro		ϕ'	35.0 [°]	0.611 [rad]
coesione rinterro		c_u	0.0 kN/m ²	
Peso specifico terreno di rinfianco		γ_t	19.0 kN/m ³	
angolo di attrito terreno di rinfianco		ϕ'	35.0 [°]	0.611 [rad]
coesione terreno di rinfianco		c_u	0.0 kN/m ²	

3.6. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

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

$$s = B \cdot ct \cdot (q - \sigma_v0) \cdot (1 - \nu^2) / E'_{op}$$

dove:

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

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

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

- q = pressione media agente sul terreno;
- 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 kw è valutato attraverso il rapporto tra il carico applicato ed il corrispondente cedimento pertanto, si ottiene:

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

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

Unità stratigrafica	2) a
Descrizione unità stratigrafica	Alternanza limi, argille e sabbie
Modulo elastico medio terreno	E'_{op} 14000 kN/m ² (il minore tra i valori proposti)
Coefficiente di Poisson medio terreno	ν 0.3
Lato minore della fondazione	B 12.1 m
Lato maggiore della fondazione	L 26.5 m
Rapporto dei lati	L/B 2.2
Coefficiente adimensionale	ct 1.274
Costante di sottofondo	Kw 1002 kN/m ³

3.7. MODELLAZIONE ADOTTATA

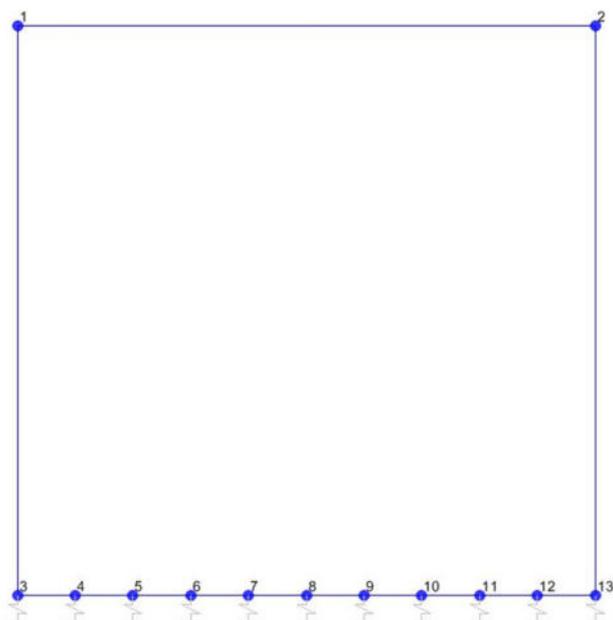
Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler. Il programma di calcolo utilizzato è un programma ad elementi finiti, il Sap 2000.

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

<i>asta</i>	<i>base</i>	<i>altezza</i>	<i>descrizione</i>
Asta 1	100 cm	110 cm	(soletta inferiore)
Aste 2, 4	100 cm	100 cm	(Piedritti)
Asta 3	100 cm	100 cm	(soletta superiore)

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

Linterasse	11.05 m
Hinterasse	7.45 m
N.nodi	13
N.nodi sup	2
N.nodi inf	11
N.spazi inf	10



<i>Nodo</i>	<i>X</i>	<i>Z</i>
1	0.000	7.450
2	11.050	7.450
3	0.000	0.000
4	1.105	0.000
5	2.210	0.000
6	3.315	0.000
7	4.420	0.000
8	5.525	0.000
9	6.630	0.000
10	7.735	0.000
11	8.840	0.000
12	9.945	0.000
13	11.050	0.000

Figura 3. Numerazione nodi modello SAP

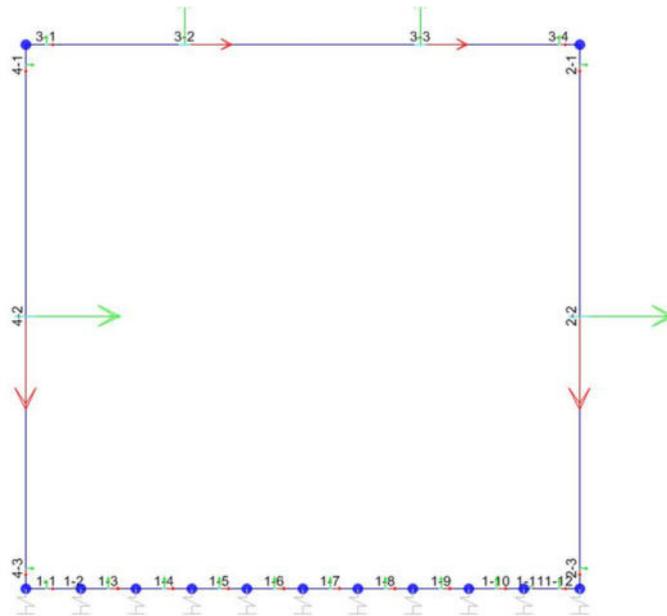


Figura 4: Individuazione elementi modello SAP

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

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

Rigidità molle nodali SAP

ks		1002 kN/m ³
nodi centrali (6,7,8,9,10)		
Linfl		1.105 m
Kcentrale	ks x Linfl x 1	1108 kN/m
nodi intermedi (4,5,11,12)		
Linfl		1.105 m
Kintermedio	1,5 x ks x Linfl x 1	1661 kN/m
nodi estremità (3,13)		
Linfl		1.053 m
Kestremità	2,0 x ks x Linfl x 1	2110 kN/m

3.8. 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	25.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_p$
peso soletta superiore	P_{ss}	25.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_s$
peso fondazione	P_{sf}	27.50 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_f$

Permanenti portati (condizione PERM)

peso specifico ballast	γ_b	18 kN/m ³	
altezza ballast	H_b	0.80 m	
peso ballast	P_b	14.40 kN/m	$\gamma_b \times H_b$
peso specifico rinterro	γ_r	19.0 kN/m ³	
altezza rinterro	H_r	0.00 m	
peso rinterro	P_r	0.00 kN/m	$\gamma_r \times H_r$
peso specifico massetto di protezione	γ_m	24 kN/m ³	
altezza massetto di protezione	H_m	0.05 m	
peso massetto di protezione	P_m	1.20 kN/m	$\gamma_m \times H_m$
Permanente totale	G_{2p}	15.60 kN/m	$P_b + P_r$
Permanente nodi 1 e 2	G_{2P}	7.80 kN	$G_{2p} \times S_p / 2$

Ai carichi sopra riportati, nel caso della Linea della Metro, vanno però ad aggiungersi i permanenti derivanti dall'applicazione di una soletta in cls alleggerito (peso per unità di volume non inferiore a 16 kN/m^3), posta sull'estradosso del sottovia (di altezza circa 65cm)

Carichi permanenti associati alla sola linea Metro (condizione PERM_METRO)

Peso specifico soletta alleggerita	$\gamma_{cls,a}$	16 kN/m ³
Spessore soletta alleggerita	S_{sa}	0.65 m
Carico dovuto al peso della soletta	p_{sol}	10.40 kN/m ²

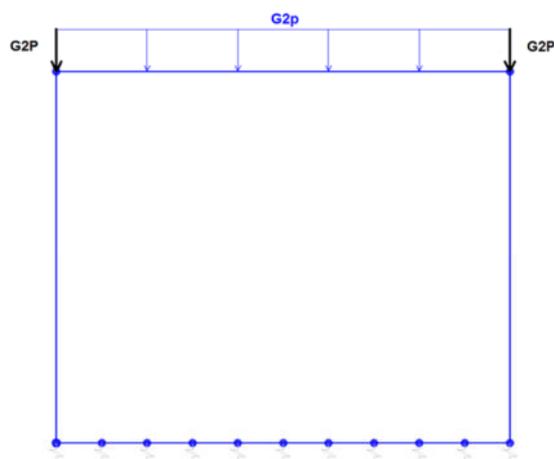


Figura 5. Condizione di carico PERM da SAP2000

Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

angolo di attrito rinterro	ϕ'	35.0 [°]	0.611 [rad]
coefficiente spinta attiva k_a	k_a	0.271	$(1 - \text{sen}\phi) / (1 + \text{sen}\phi)$
coefficiente spinta riposo k_o	k_o	0.426	$(1 - \text{sen}\phi)$
coefficiente spinta passiva k_p	k_p	3.690	$(1 + \text{sen}\phi) / (1 - \text{sen}\phi)$
Pressione estradosso soletta superiore	P1	6.65 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r + P_m)$
Pressione asse soletta superiore	P2	10.70 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r + P_m + \gamma_r \times S_s / 2)$
Pressione asse soletta inferiore	P3	71.06 kN/m ²	$k_o \times [P_b + P_r + P_m + \gamma_r \times (S_s + H_{int} + S_f / 2)]$
Pressione intradosso soletta inferiore	P4	75.52 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r + P_m + \gamma_r \times H_{tot})$
Forza concentrata asse soletta superiore	F1	4.34 kN/m	$(P1 + P2) / 2 \times S_s / 2$
Forza concentrata asse soletta inferiore	F2	40.31 kN/m	$(P3 + P4) / 2 \times S_f / 2$

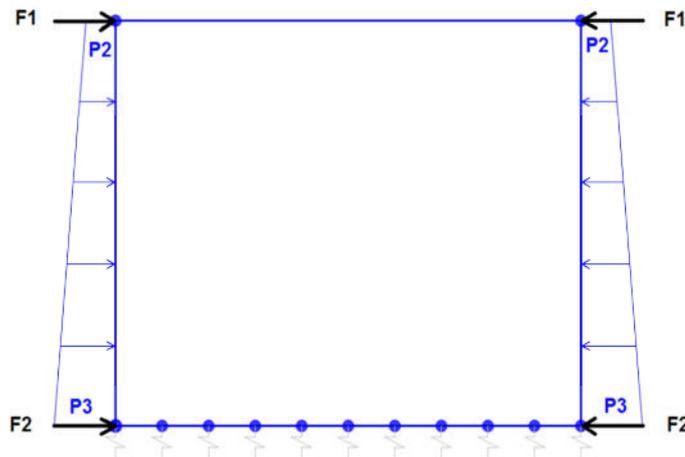


Figura 6. Condizione di carico SPTDX-SPTSX da SAP2000

I carichi concentrati nei nodi 1 e 3 (per la SPTSX) oppure 2 e 13 (per la SPTDX) rappresentano la parte di spinta del terreno esercitata su 1/2 spessore della soletta sup. e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

Le due condizioni di carico SPTDX e SPTSX vengono applicate al modello con il loro valore al 100% (come visibile in figura 6 sopra). Lo sbilanciamento di tali condizioni (100% SPTSX e 60% SPTDX) viene tenuto in conto tramite opportuni coefficienti di combinazione, come è visibile in seguito al paragrafo § 5 - "Combinazioni di Carico" - del presente elaborato.

Variatione della spinta in presenza di falda (condizioni SPTWSX e SPTWDX)

In presenza di falda, al termine $\sigma_H = k_0 \times \gamma_T \times z$ si aggiunge il termine $\Delta\sigma = \gamma_w \times (1 - k_0) \times (z - z_w)$ per tenere conto della pressione efficace del terreno e della spinta idrostatica:

Profondità falda (z_w) a partire dal p.c.	z_w	2.50 m	
Peso specifico acqua (γ_w)		10.00 kN/m ³	
Altezza falda asse soletta inferiore	h_1	5.45 m	$H_{tot} + H_r - z_w - s_f$
Altezza falda intradosso soletta inferiore	h_2	6.00 m	$H_{tot} + H_r - z_w$
Pressione alla quota della falda	ΔP_{w1}	0.00 kN/m ²	
Pressione asse soletta inferiore	ΔP_{w2}	31.26 kN/m ²	
Pressione intradosso soletta inferiore	ΔP_{w3}	34.41 kN/m ²	
Forza concentrata asse soletta inferiore	ΔF_{w3}	18.06 kN/m	

Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (condizione ACCM)

Il coefficiente dinamico reale viene definito con la procedura di cui all'Appendice C della UNI EN 1991-2 in funzione della lunghezza caratteristica L_{ϕ} valutata in accordo con quanto prescritto nelle NTC2018 nella Tab. 5.2.II e sotto riportata:

TRAVI PRINCIPALI		luce nella direzione delle travi principali
5.1	Travi e solette semplicemente appoggiate (compresi i solettoni a travi incorporate)	
5.2	Travi e solette continue su n luci, indicando con: $L_m = 1/n \cdot (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_{\phi} = kL_m$ dove: $n = 2 - 3 - 4 \geq 5$ $k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5$
5.3	Portali: - a luce singola - a luci multiple	da considerare come trave continua a tre luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti e la lunghezza del traverso) da considerare come trave continua a più luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti terminali e la lunghezza di tutti i traversi)
5.4	Solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera $\leq 5,0$ m e luce libera $\leq 8,0$ m). Per gli scatolari che non rispettano i precedenti limiti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo del Φ pari a 0,9, da applicare al coefficiente Φ	$\Phi_2 = 1,20; \Phi_3 = 1,35$
5.5	Travi ad asse curvilineo, archi a spinta eliminata, archi senza riempimento.	metà della luce libera
5.6	Archi e serie di archi con riempimento	due volte la luce libera

Standard manutentivo

NORMALE

Lunghezza media caratteristica	L_m	8.65 m	tab. 5.2.II - NTC2018
Numero di luci	n_L	3.00	
Lunghezza caratteristica	L_{ϕ}	11.25 m	tab. 5.2.II - NTC2018

Nel seguito si riporta il calcolo del **coefficiente dinamico "reale"** associato alla linea ferroviaria Tirrenica e quello associato alla nuova linea della Metro

TIRRENICA

Velocità di progetto	v	44.4 m/s	
Coeff. di velocità	a	1	(MdP RFI - 2.5.1.4.2.5.2.7)
Lunghezza caratteristica	L_{ϕ}	11.25 m	(MdP RFI - 2.5.1.4.2.5.3)
Carico G1 agente	P_{G1}	25.0 N/mm	
Carico G2 agente	P_{G2}	15.6 N/mm	
Carico permanente totale agente	p	41 N/mm	$P_{G1} + P_{G2}$
Lunghezza asse-asse	L	11.05 m	$L_{int} + S_p / 2 * 2$
Tipologia di cls		C28/35	
Resistenza caratteristica	f_{ck}	28 N/mm ²	
Modulo elastico	E	32308 N/mm ²	$22.000 * (f_{cm} / 10)^{0.3}$
Coefficiente di Poisson	n	0.2	
Modulo elastico secante	G	13462 N/mm ²	$E / (2 * (1 + \nu))$
Momento d'inerzia della sezione	J	8.33E+10 mm ⁴	$1 / 12 * b * b^3$
Freccia massima	d_0	1.41 mm	$1 / 384 * p l^4 / GJ$
Frequenza propria	n_0	12.63 Hz	OK

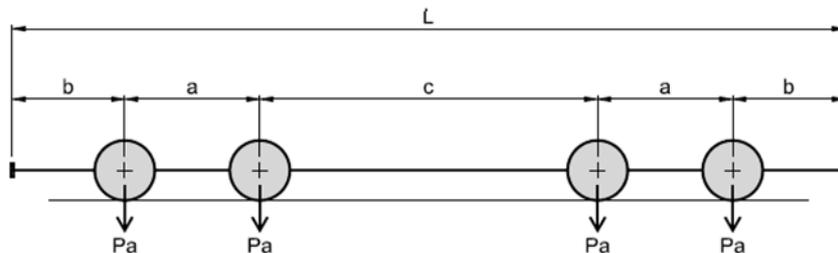
Estremo superiore del fuso	$n_{0,sup}$	15.5 m ⁻¹	(NTC18 - 5.2.2)
Estremo inferiore del fuso	$n_{0,inf}$	7.1 m ⁻¹	(NTC18 - 5.2.3/5.2.4)
Coefficiente K	K	0.16	(MdP RFI - 2.5.1.4.2.5.2.5)
Coefficiente ϕ'	ϕ'	0.19	(MdP RFI - 2.5.1.4.2.5.2.1)
Coefficiente ϕ''	ϕ''	0.69	(MdP RFI - 2.5.1.4.2.5.2.6)
Coefficiente dinamico reale	ϕ_{reale}	1.88	

METRO

Velocità di progetto	v	19.4 m/s	
Coeff. di velocità	a	0.88	(MdP RFI - 2.5.1.4.2.5.2.7)
Lunghezza caratteristica	L_{ϕ}	11.25 m	(MdP RFI - 2.5.1.4.2.5.3)
Carico G1 agente	P_{G1}	25.0 N/mm	
Carico G2 agente	P_{G2}	15.6 N/mm	
Carico permanente totale agente	p	41 N/mm	$P_{G1} + P_{G2}$
Lunghezza asse-asse	L	11.05 m	$L_{int} + Sp/2 * 2$
Tipologia di cls		C28/35	
Resistenza caratteristica	f_{ck}	28 N/mm ²	
Modulo elastico	E	32308 N/mm ²	$22.000 * (f_{cm}/10)^{0.3}$
Coefficiente di Poisson	n	0.2	
Modulo elastico secante	G	13462 N/mm ²	$E/(2*(1+n))$
Momento d'inerzia della sezione	J	8.33E+10 mm ⁴	$1/12 * b * b^3$
Freccia massima	d_0	1.41 mm	$1/384 * pl^4 / GJ$
Frequenza propria	n_0	12.63 Hz	OK
Estremo superiore del fuso	$n_{0,sup}$	15.5 m ⁻¹	(NTC18 - 5.2.2)
Estremo inferiore del fuso	$n_{0,inf}$	7.1 m ⁻¹	(NTC18 - 5.2.3/5.2.4)
Coefficiente K	K	0.07	(MdP RFI - 2.5.1.4.2.5.2.5)
Coefficiente ϕ'	ϕ'	0.07	(MdP RFI - 2.5.1.4.2.5.2.1)
Coefficiente ϕ''	ϕ''	0.61	(MdP RFI - 2.5.1.4.2.5.2.6)
Coefficiente dinamico reale	ϕ_{reale}	1.68	

Il carico mobile definito per la verifica del ponte è un carico realmente circolante determinato sulla base delle indicazioni del "Manuale di progettazione - RFI 2018" al §2.11.3.1.

In base ad accordi internazionali, ai fini della circolazione dei carri, le linee delle principali reti ferroviarie europee sono state classificate in categorie, caratterizzate da un peso massimo per asse (Pa) e da un peso massimo per metro corrente (p) del carro ottenuto quest'ultimo ripartendo il carico totale lordo sulla lunghezza L del carro misurata tra le facce esterne dei respingenti. Nella figura nel seguito è indicato lo schema convenzionale del singolo carro.



Categoria	Carico					
	Per asse Pa	Per ml p	a	b	c	L
	[kN]	[kN/m]	[m]	[m]	[m]	[m]
A	160	48	1.80	1.50	6.75	13.35
B1	180	50	1.80	1.50	7.80	14.40
B2	180	64	1.80	1.50	4.65	11.25
C2	200	64	1.80	1.50	5.90	12.50
C3	200	72	1.80	1.50	4.50	11.10
C4	200	80	1.80	1.50	3.40	10.00
D2	225	64	1.80	1.50	7.45	14.05
D3	225	72	1.80	1.50	5.90	12.50
D4	225	80	1.80	1.50	4.65	11.25
E4	250	80	1.80	1.50	5.90	12.50
E5	250	88	1.80	1.50	4.75	11.35

Nello specifico, considerando un modello piano del sottovia, bisogna tenere conto della duplice condizione:

- Carico proveniente dalla linea esistente (tirrenica);
- Carico metro

e in particolare della condizione più gravosa.

Il carico associato alla Tirrenica è quello di un treno tipo D4 con velocità 160km/h.

Il carico associato alla Metro è quello di un treno tipo C3 con velocità 70km/h

Carichi accidentali linea ferroviaria (condizione ACCM_FERR)

TIRRENICA

Larghezza traversa	L_t	2.40 m	
Altezza traversa	H_t	0.45 m	
Altezza ballast	H_b	0.8 m	
Altezza soletta	H_s	1 m	
Larghezza di diffusione nel ballast	L_{db}	0.175 m	1:4 nel ballast (14°)
Larghezza di diffusione nel cls	L_{dc}	1 m	1:1 nel cls (45°)
Larghezza di diffusione totale	$L_{d,tot}$	3.575 m	$L_{db} + L_{dc}$
Carico concentrato per treno reale tipo D4	P_a	225 kN	
Carico distribuito per treno reale tipo D4	p	80 kN/m	
Coeff. dinamico "reali"	ϕ_{reale}	1.88	
Carico distribuito e diffuso	q_{ferr}	41.97 kN/m²	$p/L_{d,tot} * \Phi_{reale}$

Carichi accidentali linea Metro (condizione ACCM_METRO)

METRO

Larghezza traversa	L_t	2.30 m	
Altezza traversa	H_t	0.45 m	
Altezza ballast	H_b	0.8 m	
Altezza soletta alleggerita	H_{sa}	0.65 m	
Altezza soletta	H_s	1 m	
Larghezza di diffusione nel ballast	L_{db}	0.175 m	1:4 nel ballast (14°)
Larghezza di diffusione nel cls alleggerito	$L_{dc,a}$	1.3 m	1:1 nel cls (45°)
Larghezza di diffusione nel cls	L_{dc}	1 m	1:1 nel cls (45°)
Larghezza di diffusione totale	$L_{d,tot}$	4.775 m	$L_{db} + L_{dc,a} + L_{dc}$
Carico concentrato per treno reale tipo C3	P_a	200 kN	
Carico distribuito per treno reale tipo C3	p	72 kN/m	
Coeff. dinamico "reali"	ϕ_{reale}	1.68	
Carico distribuito e diffuso	q_{metro}	25.38 kN/m²	$p/L_{d,tot} * \Phi_{reale}$

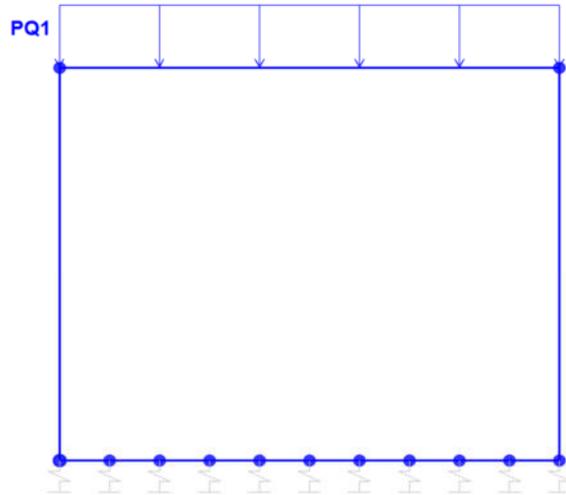


Figura 11. Condizione di carico ACCM da SAP2000

Spinta sui piedritti dovuta al sovracc.FERROVIARIO (condizioni SPACCSX_FERR e SPACCDX_FERR)

Carico distribuito per treno reale tipo D4	SQ1	17.90 kN/m ²	$Q1 \times NQ1 \times \alpha / (Ld \times LdQ1) \times K0$
Spinta semispessore soletta superiore	Fq1sup	8.95 kN/m	$SPQ1 \times SPs / 2$
spinta semispessore soletta inferiore	Fq1inf	9.84 kN/m	$SPQ1 \times SPi / 2$

Spinta sui piedritti dovuta al sovracc. della METRO (condizioni SPACCSX_METRO e SPACCDXMETRO)

Carico concentrato per treno LM71	SQ1	10.82 kN/m ²	$Q1 \times NQ1 \times \alpha / (Ld \times LdQ1) \times K0$
Spinta semispessore soletta superiore	Fq1sup	4.33 kN/m	$SPQ1 \times SPs / 2$
spinta semispessore soletta inferiore	Fq1inf	5.95 kN/m	$SPQ1 \times SPi / 2$

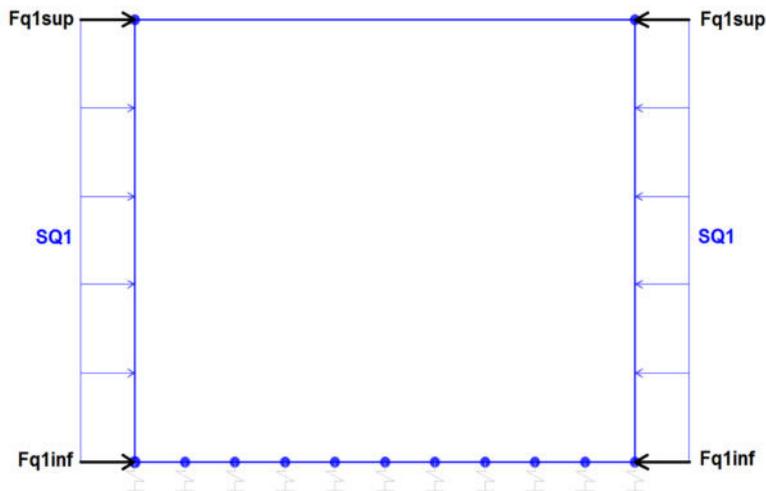


Figura 12. Condizione di carico SPACCSX e SPACCDX da SAP2000

Frenatura e avviamento treno reale tipo D4 (condizione AVV_FERR)

Avviamento e frenatura	Av	33.00 kN/m	
Avviamento e frenatura distribuiti	qAv	9.23 kN/m	Av / L _{d,tot}

Frenatura e avviamento treno reale tipo C3 (condizione AVV_METRO)

Avviamento e frenatura	Av	33.00 kN/m	
Avviamento e frenatura distribuiti	qAv	6.91 kN/m	Av / L _{d,tot}

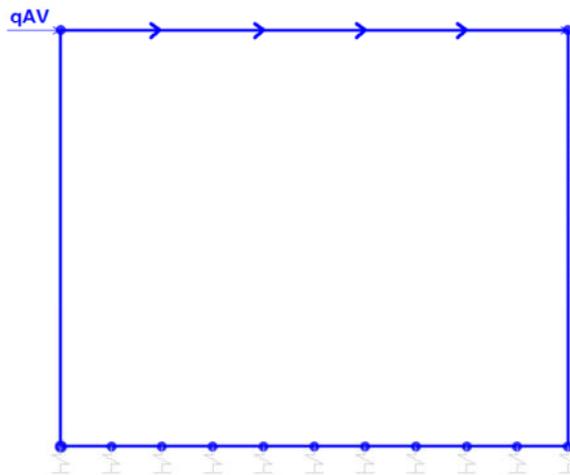


Figura 13. Condizione di carico AVV da SAP2000

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 [°]	Sulla soletta superiore
Variazione termica differenziale	ΔT_{diff}	+5.00 [°]	Sulla soletta superiore
Gradiente		+5.00 [°/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}	-[12.33°]	Sulla soletta superiore
---	---------------------	-----------	-------------------------



LINEA SALERNO – PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECCHI – PONTECAGNANO AEROPORTO
PROGETTO DEFINITIVO – SOTTOVIA

Elaborati generali Relazione di calcolo interventi strutturali

COMMESSA
NN1X

LOTTO
00 D 78

CODIFICA
CL

DOCUMENTO
SL.00.0.0.001

REV.
A

FOGLIO
20 di 80

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

40.618187

Longitudine

14.942091

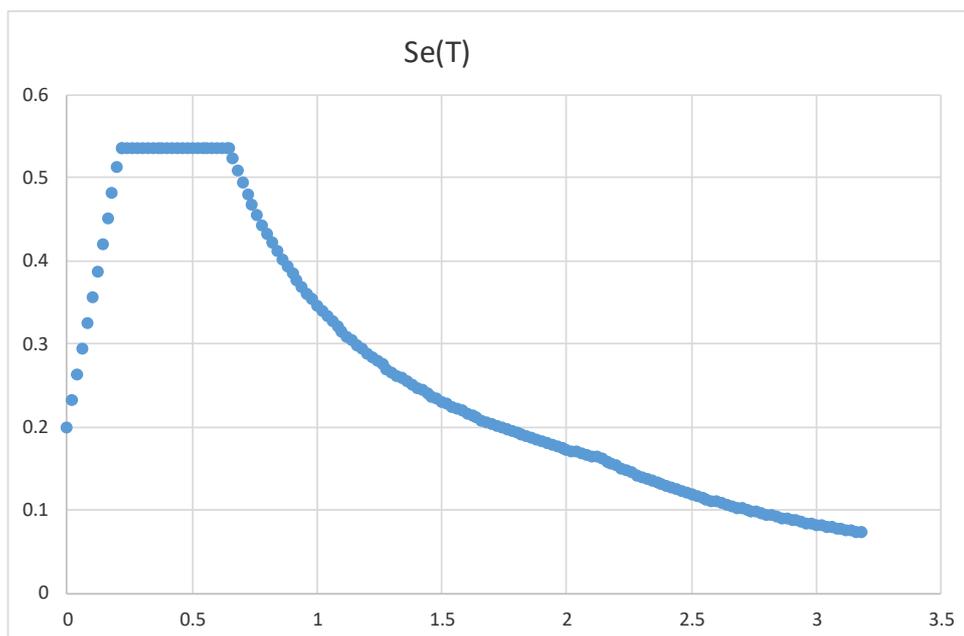
Parametri sismici di progetto

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.135 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	Fo	2.682 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz.	T*c	0.483
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	1.27		
C	1.48	1.34		
D	1.80	1.80		
E	1.60	1.54		

coefficiente amplificazione stratigrafica	S _S	1.483
coefficiente di amplificazione	S	1.483
coefficiente categoria sottosuolo	C _C	1.335
periodo inizio tratto a accelerazione costante = T _c / 3	T _B	0.215 sec
periodo inizio tratto a velocità costante = C _c * T*c	T _C	0.645 sec
periodo inizio tratto a spostamento costante = 4 * ag/g + 1,6	T _D	2.140 sec
accelerazione massima orizzontale al suolo = S _s x S _t x ag/g	ago,max	0.200 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

$$\beta = 1.000$$

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

valore $PGA \times$ scatolare

$$a_o = k_h = 0.2002 \text{ g}$$

$a_v = k_v = k_h / 2$

valore $PGA \times$ scatolare

$$a_v = k_v = 0.1001 \text{ g}$$

Forze di inerzia con treno di carico reale tipo D4 (condizione SismaH_FERR)

Forza di inerzia treno di carico - (%)

% 20%

Forza orizzontale sulla soletta di copertura

$$F^h = 9.81 \text{ kN/m} \quad (P_{ss} + P_b + P_r + \%ogferr) \times k_b$$

Forza orizzontale su singolo piedritto

$$F''h = 5.00 \text{ kN/m}^2 \quad P_p \times k_b$$

Forze di inerzia con treno di carico reale tipo C3 (condizione SismaH_METRO)

Forza di inerzia treno di carico - (%)

% 20%

Forza orizzontale sulla soletta di copertura

$$F^h = 14.11 \text{ kN/m} \quad (P_{ss} + P_{sol} + P_b + P_r + \%ogmetro) \times k_b$$

Forza orizzontale su singolo piedritto

$$F''h = 5.00 \text{ kN/m}^2 \quad P_p \times k_b$$

Forze di inerzia con treno di carico reale tipo D4 (condizione SismaV_FERR)

Forza di inerzia treno di carico - (%)

% 20%

Forza verticale sulla soletta di copertura

$$F''v = 4.78 \text{ kN/m}^2 \quad (P_{ss} + P_b + P_r + \%ogferr) \times k_v$$

Forze di inerzia con treno di carico reale tipo C3 (condizione SismaV_METRO)

Forza di inerzia treno di carico - (%)

% 0%

Forza verticale sulla soletta di copertura

$$F''v = 4.45 \text{ kN/m}^2 \quad (P_{ss} + P_{sol} + P_b + P_r + \%ogmetro) \times k_v$$

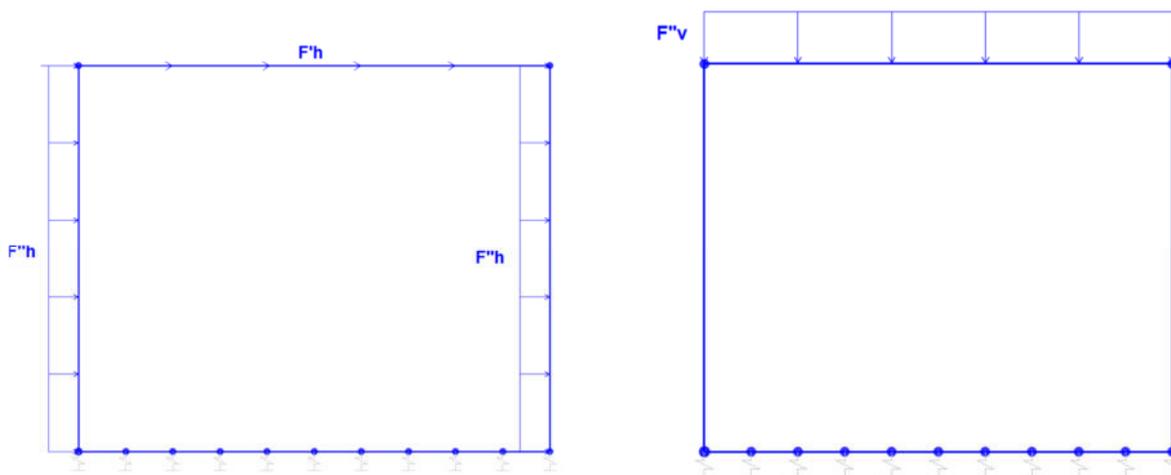


Figura 14. Condizione di carico SismaH e SismaV da SAP2000

Spinta sismica terreno - Teoria di WOOD (condizioni SPSPDX_FERR e SPSSX_FERR)

Forza distribuita su uno solo dei piedritti

$$qW = 37.13 \text{ kN/m}^2 \quad (\%ogferr + G2p + \gamma_r \times H_{tot}) \times (a_{g, \max})$$

Forza concentrata nodo superiore piedritto

$$QW_{sup} = 18.57 \text{ kN} \quad qW \times S_s / 2$$

Forza concentrata nodo inferiore piedritto

$$QW_{inf} = 20.42 \text{ kN} \quad qW \times S_f / 2$$

Spinta sismica terreno - Teoria di WOOD (condizioni SPSPDX_METRO e SPSSX_METRO)

Forza distribuita su uno solo dei piedritti qW **38.55** kN/m² $(\%q_{metro} + G2p + P_{sol} + \gamma r \times H_{tot}) \times (a_{go,max})$

Forza concentrata nodo superiore piedritto QW_{sup} **19.27** kN $qW \times S_s / 2$

Forza concentrata nodo inferiore piedritto QW_{inf} **21.20** kN $qW \times S_f / 2$

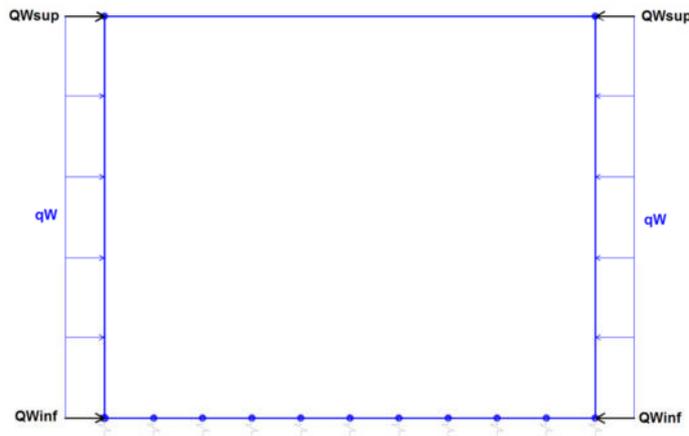
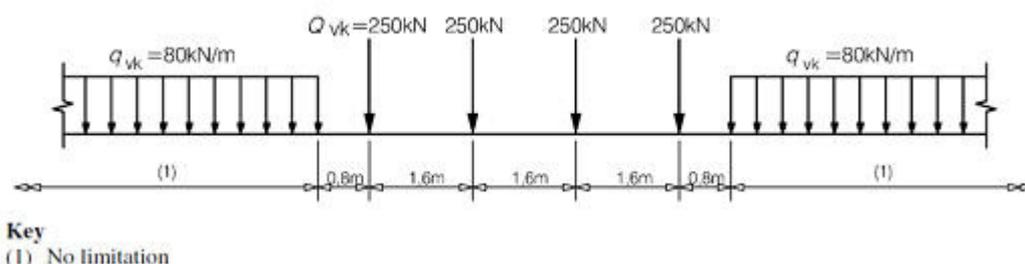


Figura 15. Condizione di carico SPSPDX e SPSSX da SAP2000

4. VERIFICA REQUISITI S.T.I.

Di seguito si effettua la valutazione del carico equivalente previsto dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilita con cui si da evidenza che l'opera in esame è idonea a sostenere tale carico.

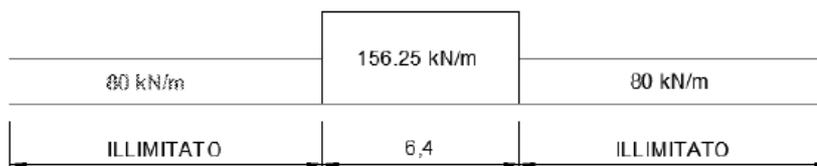
Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



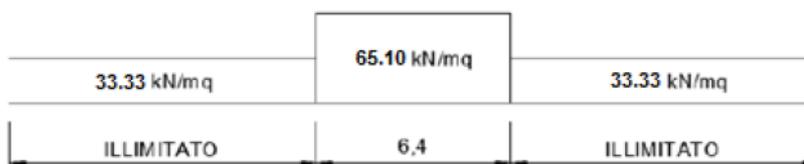
Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a:

$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kPa}$$



Considerando che la distribuzione trasversale dei carichi è su una larghezza massima di 3 m secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC:2010, si utilizza una larghezza di progetto pari a 2,40 m in quanto risulta cautelativo rispetto a quanto previsto dalla norma sopra citata. Si ricava, quindi, il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:



A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito

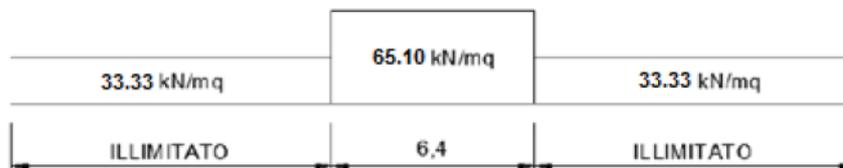
riportata:

Tabella 11

Fattore alfa (α) per la progettazione di strutture nuove

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa (α)
P1, P2, P3, P4	1,0
P5	0,91
P6	0,83
P1520	Punto in sospenso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospenso
F1600	1,1

Nel caso in esame, il coefficiente α è pari ad 1.0 perché le categorie di traffico sono P4 per il traffico passeggeri ed F2 per il traffico merci per cui alle opere si applicano i seguenti carichi equivalenti:



In conclusione nell'opera in oggetto la ripartizione del carico a quota del piano di regolamento è stata effettuata considerando una distribuzione in senso trasversale secondo una pendenza di 1 a 4 all'interno del ballast per cui risulta:

$$L_d = 2.4 + 0.40 / 4 * 2 = 2.60 \text{ m}$$

anziché:

$$L_d = 3.0 + 0.40 / 4 * 2 = 3.20 \text{ m}$$

come previsto dalla EN 1991 – 2:2003/AC:2010 che risulterebbe meno gravoso.

Longitudinalmente invece i carichi assiali sono stati distribuiti uniformemente su 6.4 m.

A tali carichi è stato applicato un coefficiente α pari a 1.1 come indicato nel manuale di progettazione per cui in definitiva il carico considerato a quota della piattaforma ferroviaria è pari a:

- $q_1 = 4 * 250 / 6.4 / 2.60 = 60.10 \text{ kN/m}^2$

- $q_2 = 80 / 2.60 = 30.77 \text{ kN/m}^2$

a vantaggio di sicurezza rispetto ai carichi calcolati con riferimento alle STI.

5. 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 γ 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
	g_{r1}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	g_{r2}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	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	0,60	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
Carichi permanenti	PERM
Carichi permanenti della sola METRO	PERM_METRO
Spinta del terreno sulla parete sinistra	SPTSX
Spinta del terreno sulla parete destra	SPTDX
Spinta dell'acqua di falda sulla parete sinistra	SPTWSX
Spinta dell'acqua di falda sulla parete destra	SPTWDX
Carico Accidentale "Treno Reale" Cat. D4	ACCM_FERR
Carico Accidentale "Treno Reale" Cat. C3	ACCM_METRO
Spinta del carico Cat.D4 sulla parete Sx	SPACCSX_FERR
Spinta del carico Cat.D4 sulla parete Dx	SPACCDX_FERR
Spinta del carico Cat.C3 sulla parete Sx	SPACCSX_METRO
Spinta del carico Cat.C3 sulla parete Dx	SPACCDX_METRO
Avviamento e frenatura Cat. D4	AVV_FERR
Avviamento e frenatura Cat. C3	AVV_METRO
Variazione termica sulla soletta superiore	ENV_TERM
Ritiro	RITIRO
Azione sismica orizzontale Cat. D4	Sisma H_FERR
Azione sismica verticale Cat.D4	Sisma V_FERR
Azione sismica orizzontale Cat. C3	Sisma H_METRO
Azione sismica verticale Cat.C3	Sisma V_METRO
Incremento sismico spinta sul terreno Cat.D4	SPSDX/SX_FERR
Incremento sismico spinta sul terreno Cat.C3	SPSDX/SX_METRO

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 inviluppate 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. Nelle

combinazioni si tiene conto sia della spinta delle terre SPTSX al 100% e SPTDX al 100% che del loro sbilanciamento con SPTSX al 100% e SPTDX al 60%, sbilanciamento concorde con il verso di AVV e SISMAH per massimizzare le caratteristiche di sollecitazione. Lo sbilanciamento è tenuto in conto nelle combinazioni tramite i coefficienti corrispondenti ai coefficienti della spinta SPTDX moltiplicati per il coefficiente di combinazione 0,60.

Inoltre le combinazioni vengono ripetute una volta per i carichi dovuti alla linea ferroviaria Tirrenica e una volta per i carichi dovuti alla nuova linea della metro. Ovviamente nelle combinazioni che riguardano il carico della metro viene aggiunto anche il permanente aggiuntivo (PERM_METRO) dovuto alla soletta alleggerita. Per le verifiche verrà utilizzato l'involuppo delle due condizioni.

Nelle tabelle sono evidenziati in blu i carichi riferiti alla tirrenica e in giallo quelli riferiti alla metro.

LINEA FERROVIARIA TIRRENICA

Combinazioni di carico SLU (non sismiche)													
	slu01	slu02	slu03	slu04	slu05	slu06	slu07	slu08	slu09	slu10	slu11	slu12	slu13
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
PERM_METRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPTSX	1	1	1	1	1.35	1.35	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1
SPTWSX	1	1	1	1	1.35	1.35	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTWDX	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1
ACCM_FERR	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	1.45	1.45	1.16	1.16	1.015
ACCM_METRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCSX_FERR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.45	0	0	0
SPACCDX_FERR	1.45	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.16	1.16	1.015
SPACCSX_METRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDX_METRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
AVV_FERR	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	0	0	0	0	1.45
AVV_METRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ENV_TERM	0	-0.9	0	0	0	0	-0.9	0	0.9	-0.9	-1.5	1.5	0.9
RITIRO	0	1.2	0	0	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2

Combinazioni di carico SLU (non sismiche)													
	slu14	slu15	slu16	slu17	slu18	slu19	slu20	slu21	slu22	slu23	slu24	slu25	slu26
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
PERM_METRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPTSX	1	1	1	1	1.35	1.35	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	0.6	0.6	0.6	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81	0.6	0.6	0.6	0.6
SPTWSX	1	1	1	1	1.35	1.35	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTWDX	0.6	0.6	0.6	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81	0.6	0.6	0.6	0.6
ACCM_FERR	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	1.45	1.45	1.16	1.16	1.015
ACCM_METRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCSX_FERR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.45	0	0	0
SPACCDX_FERR	1.45	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.16	1.16	1.015
SPACCSX_METRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDX_METRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
AVV_FERR	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	0	0	0	0	1.45
AVV_METRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ENV_TERM	0	-0.9	0	0	0	0	-0.9	0	0.9	-0.9	-1.5	1.5	0.9
RITIRO	0	1.2	0	0	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2

LINEA METRO

Combinazioni di carico SLU (non sismiche)													
	slu27	slu28	slu29	slu30	slu31	slu32	slu33	slu34	slu35	slu36	slu37	slu38	slu39
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
PERM_METRO	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SPTSX	1	1	1	1	1.35	1.35	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1
SPTWSX	1	1	1	1	1.35	1.35	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTWDX	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1
ACCM_FERR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ACCM_METRO	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	1.45	1.45	1.16	1.16	1.015
SPACCSX_FERR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDX_FERR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCSX_METRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.45	0	0	0
SPACCDX_METRO	1.45	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.16	1.16	1.015
AVV_FERR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
AVV_METRO	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	0	0	0	0	1.45
ENV_TERM	0	-0.9	0	0	0	0	-0.9	0	0.9	-0.9	-1.5	1.5	0.9
RITIRO	0	1.2	0	0	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2

Combinazioni di carico SLU (non sismiche)													
	slu40	slu41	slu42	slu43	slu44	slu45	slu46	slu47	slu48	slu49	slu50	slu51	slu52
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
PERM_METRO	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SPTSX	1	1	1	1	1.35	1.35	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	0.6	0.6	0.6	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81	0.6	0.6	0.6	0.6
SPTWSX	1	1	1	1	1.35	1.35	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTWDX	0.6	0.6	0.6	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81	0.6	0.6	0.6	0.6
ACCM_FERR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ACCM_METRO	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	1.45	1.45	1.16	1.16	1.015
SPACCSX_FERR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDX_FERR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCSX_METRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.45	0	0	0
SPACCDX_METRO	1.45	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.16	1.16	1.015
AVV_FERR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
AVV_METRO	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	0	0	0	0	1.45
ENV_TERM	0	-0.9	0	0	0	0	-0.9	0	0.9	-0.9	-1.5	1.5	0.9
RITIRO	0	1.2	0	0	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2

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

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

dove:

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

LINEA FERROVIARIA TIRRENICA

Combinazioni di carico sismiche SLV																
	SH1	SH2	SH3	SH4	SH5	SH6	SH7	SH8	SV1	SV2	SV3	SV4	SV5	SV6	SV7	SV8
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM_METRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPTSX	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTDX	1	1	1	1	0.6	0.6	0.6	0.6	1	1	1	1	1	0.6	0.6	0.6
SPTWSX	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTWDX	1	1	1	1	0.6	0.6	0.6	0.6	1	1	1	1	1	0.6	0.6	0.6
ACCM_FERR	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
ACCM_METRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCSX_FERR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDX_FERR	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
SPACCSX_METRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDX_METRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
AVV_FERR	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
AVV_METRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ENV_TERM	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-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	0	0	0	0	0	0	0	0
SISMAH_FERR	1	1	1	1	1	1	1	1	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
SISMAV_FERR	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	-1	1	-1	1	-1	1	-1	1
SISMAH_METRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SISMAV_METRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPSDX_FERR	0	0	1	1	0	0	1	1	0	0	0.3	0.3	0	0	0.3	0.3
SPSSX_FERR	1	1	0	0	1	1	0	0	0.3	0.3	0	0	0.3	0.3	0	0
SPSDX_METRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPSSX_METRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

LINEA METRO

Combinazioni di carico sismiche SLV																
	SH9	SH10	SH11	SH12	SH13	SH14	SH15	SH16	SV9	SV10	SV11	SV12	SV13	SV14	SV15	SV16
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM_METRO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTDX	1	1	1	1	0.6	0.6	0.6	0.6	1	1	1	1	1	0.6	0.6	0.6
SPTWSX	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTWDX	1	1	1	1	0.6	0.6	0.6	0.6	1	1	1	1	1	0.6	0.6	0.6
ACCM_FERR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ACCM_METRO	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
SPACCSX_FERR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDX_FERR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCSX_METRO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDX_METRO	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
AVV_FERR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
AVV_METRO	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
ENV_TERM	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-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	0	0	0	0	0	0	0	0
SISMAH_FERR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SISMAV_FERR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SISMAH_METRO	1	1	1	1	1	1	1	1	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
SISMAV_METRO	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	-1	1	-1	1	-1	1	-1	1
SPSDX_FERR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPSSX_FERR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SPSDX_METRO	0	0	1	1	0	0	1	1	0	0	0.3	0.3	0	0	0.3	0.3
SPSSX_METRO	1	1	0	0	1	1	0	0	0.3	0.3	0	0	0.3	0.3	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

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

LINEA FERROVIARIA TIRRENICA

Combinazioni di carico SLE						
	Sle01	Sle02	Sle03	Sle04	Sle05	Sle06
DEAD	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1
PERM_METRO	0	0	0	0	0	0
SPTSX	1	1	1	1	1	1
SPTDX	0.8	0.8	0.8	0.48	0.48	0.48
SPTWSX	1	1	1	1	1	1
SPTWDX	0.8	0.8	0.8	0.48	0.48	0.48
ACCM_FERR	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ACCM_METRO	0	0	0	0	0	0
SPACCSX_FERR	0.8	0.8	0	0.8	0.8	0
SPACCDX_FERR	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SPACCSX_METRO	0	0	0	0	0	0
SPACCDX_METRO	0	0	0	0	0	0
AVV_FERR	-0.8	0.8	-0.8	-0.8	0.8	-0.8
AVV_METRO	0	0	0	0	0	0
RITIRO	0	0.6	-0.6	0	0.6	-0.6
ENV_TERM	-0.6	0	1	-0.6	0	1

LINEA METRO

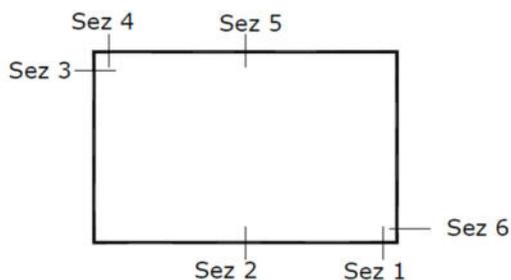
Combinazioni di carico SLE						
	Sle07	Sle08	Sle09	Sle10	Sle11	Sle12
DEAD	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1
PERM_METRO	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1	1
SPTDX	0.8	0.8	0.8	0.48	0.48	0.48
SPTWSX	1	1	1	1	1	1
SPTWDX	0.8	0.8	0.8	0.48	0.48	0.48
ACCM_FERR	0	0	0	0	0	0
ACCM_METRO	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SPACCSX_FERR	0	0	0	0	0	0
SPACCDX_FERR	0	0	0	0	0	0
SPACCSX_METRO	0.8	0.8	0	0	0	0
SPACCDX_METRO	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
AVV_FERR	0	0	0	0	0	0
AVV_METRO	-0.8	0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8
RITIRO	0	0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6
ENV_TERM	-0.6	0	1	1	1	1

6. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

6.1. Inviluppo SLU/SLV

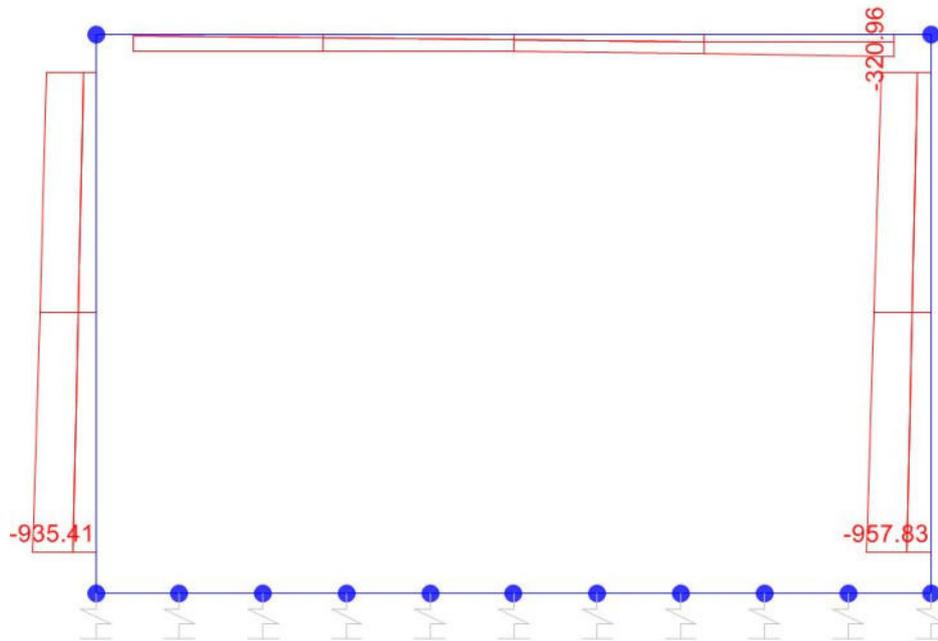
USCITA SAP - INVILUPPO SLU SLV							
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN-m
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
1	0.50	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	668.7	1278.0
1	1.11	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	691.1	1041.8
1	1.11	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	511.3	1041.8
1	2.21	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	552.3	635.5
1	2.21	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	361.4	635.5
1	3.32	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	402.5	263.7
1	3.32	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	298.3	263.7
1	4.42	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	328.7	-60.9
1	4.42	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	255.2	-60.9
1	5.53	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	285.5	-275.7
1	5.53	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	197.8	-275.7
1	6.63	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	228.2	-142.8
1	6.63	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	126.1	-142.8
1	7.74	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	156.5	34.8
1	7.74	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	38.7	34.8
1	8.84	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	69.1	250.6
1	8.84	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-125.1	250.6
1	9.95	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-94.7	610.5
1	9.95	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-299.8	610.5
1	10.55	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-283.2	1017.1
1	0.50	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	266.7	-13.6
1	1.11	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	283.3	-238.4
1	1.11	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	132.0	-238.4
1	2.21	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	162.4	-684.7
1	2.21	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	20.6	-684.7
1	3.32	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	51.0	-897.0
1	3.32	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-37.4	-897.0
1	4.42	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-7.0	-975.8
1	4.42	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-89.4	-975.8
1	5.53	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-59.0	-1020.1
1	5.53	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-172.1	-1020.1
1	6.63	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-131.1	-1075.2
1	6.63	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-275.2	-1075.2
1	7.74	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-234.2	-1013.1
1	7.74	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-372.9	-1013.1
1	8.84	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-331.8	-913.8
1	8.84	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-532.0	-913.8
1	9.95	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-491.0	-776.3
1	9.95	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-683.3	-776.3
1	10.55	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-660.9	-581.9

2	0.50	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-205.6	-88.8	-76.7
2	3.70	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-285.6	68.5	146.2
2	6.90	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-365.6	464.9	380.6
2	0.50	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-741.9	-308.3	-1161.6
2	3.70	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-849.9	-236.9	-593.0
2	6.90	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-957.8	-106.7	-1063.5
3	0.50	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-14.8	-138.0	354.5
3	3.01	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-48.5	-18.5	920.1
3	5.53	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-78.7	118.2	1138.3
3	8.04	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-103.9	357.9	807.5
3	10.55	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-106.5	654.3	-76.4
3	0.50	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-241.9	-631.9	-866.0
3	3.01	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-241.9	-335.4	14.2
3	5.53	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-253.7	-39.0	223.4
3	8.04	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-287.3	63.0	-164.1
3	10.55	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-321.0	165.0	-990.5
4	0.50	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-182.1	228.9	1080.6
4	3.70	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-262.1	132.0	526.7
4	6.90	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-342.0	-100.2	1162.8
4	0.50	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-719.5	-2.6	-295.3
4	3.70	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-827.4	-198.3	-121.6
4	6.90	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-935.4	-569.8	26.9

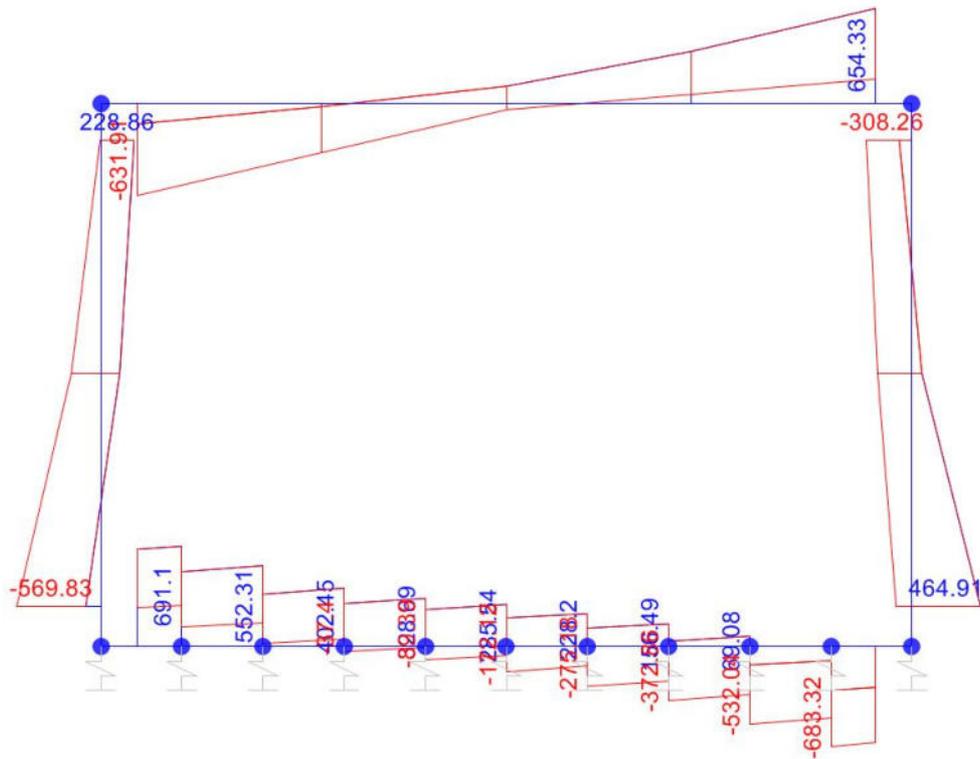


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	691.1	1278.0
02	0.0	0.0	1075.2
03	-182.1	569.8	1161.6
04	-14.8	654.3	990.5
05	-14.8	0.0	1138.3
06	-342.0	569.8	1162.8

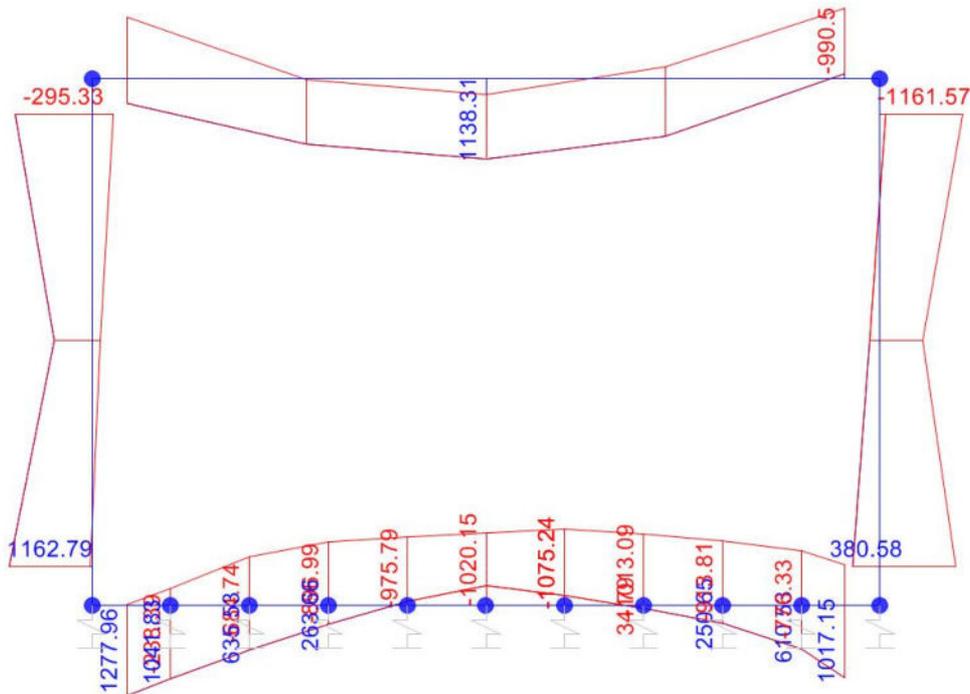
Diagrammi di involucro delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU/SLV



Sforzo normale



Taglio



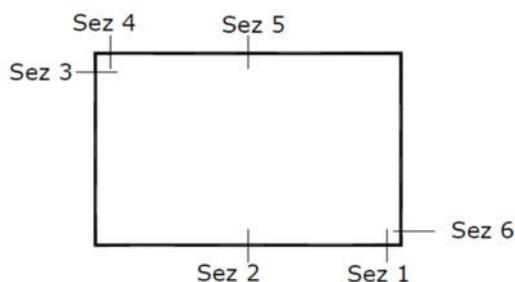
Momento Flettente

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.

.6.2. *Inviluppo SLE (rara)*

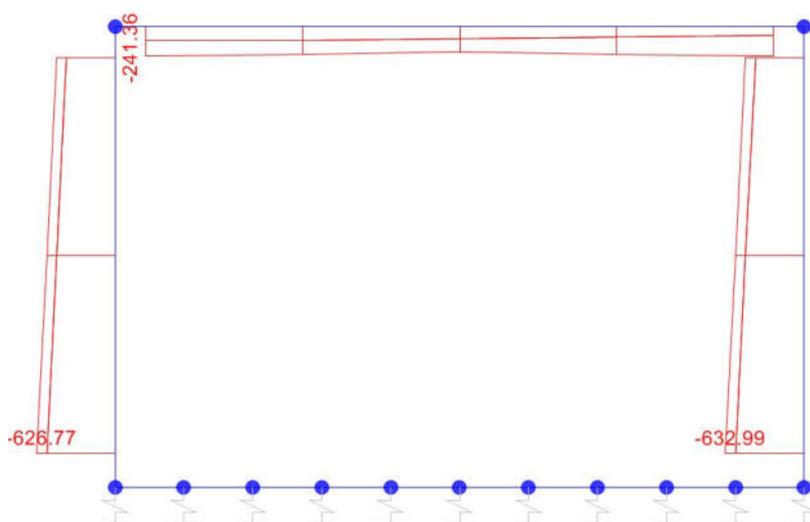
USCITA SAP - INVILUPPO SLE RARA							
Text Frame	m Station	Text OutputCase	Text CaseType	Text StepType	KN P	KN V2	KN-m M3
1	0.5	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	433.8	735.1
1	1.105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	450.4	467.6
1	1.105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	331.3	467.6
1	2.21	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	361.6	84.8
1	2.21	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	234.5	84.8
1	3.315	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	264.8	-191.1
1	3.315	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	174.8	-191.1
1	4.42	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	205.2	-401.0
1	4.42	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	109.7	-401.0
1	5.525	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	140.1	-488.2
1	5.525	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	39.2	-488.2
1	6.63	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	69.6	-381.4
1	6.63	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-37.0	-381.4
1	7.735	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-6.6	-200.9
1	7.735	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-119.2	-200.9
1	8.84	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-88.8	48.9
1	8.84	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-267.3	48.9
1	9.945	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-236.9	413.1
1	9.945	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-420.4	413.1
1	10.55	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-403.7	675.7
1	0.5	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	407.7	118.4
1	1.105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	424.4	-133.3
1	1.105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	254.4	-133.3
1	2.21	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	284.8	-435.6
1	2.21	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	113.0	-435.6
1	3.315	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	143.3	-593.5
1	3.315	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	33.6	-593.5
1	4.42	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	64.0	-670.0
1	4.42	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-41.3	-670.0
1	5.525	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-10.9	-689.5
1	5.525	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-111.9	-689.5
1	6.63	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-81.5	-689.2
1	6.63	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-178.5	-689.2
1	7.735	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-148.2	-665.2
1	7.735	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-241.2	-665.2
1	8.84	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-210.9	-550.2
1	8.84	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-344.8	-550.2
1	9.945	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-314.4	-271.6
1	9.945	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-442.5	-271.6
1	10.55	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-425.8	-19.4

2	0.5	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-390.8	-45.4	-208.1
2	3.7	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-470.8	60.1	-157.9
2	6.9	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-550.7	291.6	-147.4
2	0.5	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-473.0	-222.2	-792.9
2	3.7	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-553.0	-112.0	-312.1
2	6.9	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-633.0	45.3	-710.9
3	0.5	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-110.0	-329.7	-73.9
3	3.0125	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-113.1	-143.4	520.5
3	5.525	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-99.3	43.0	700.0
3	8.0375	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-85.4	229.3	544.3
3	10.55	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-68.5	415.7	-65.7
3	0.5	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-241.4	-409.4	-648.3
3	3.0125	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-222.8	-223.1	85.7
3	5.525	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-204.3	-36.7	369.6
3	8.0375	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-222.8	149.6	129.7
3	10.55	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-241.4	334.8	-680.6
4	0.5	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-387.1	220.0	746.3
4	3.7	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-467.1	103.3	250.0
4	6.9	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-547.1	-128.9	745.0
4	0.5	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-466.8	81.3	203.9
4	3.7	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-546.8	-61.4	123.5
4	6.9	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-626.8	-339.4	233.3

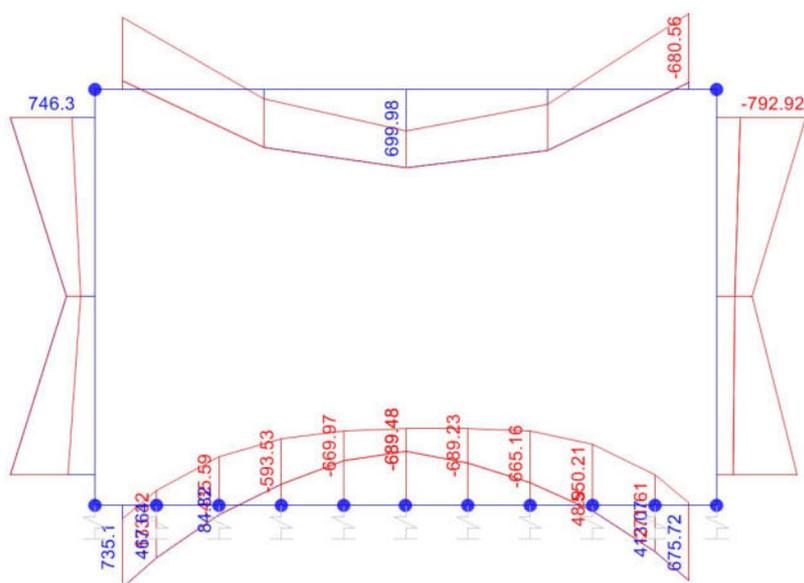


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	450.4	735.1
02	0.0	0.0	689.5
03	-387.1	339.4	792.9
04	-68.5	415.7	680.6
05	-68.5	0.0	700.0
06	-547.1	339.4	745.0

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.

7. VERIFICHE SLU/SLV/SLE

Oggetto:

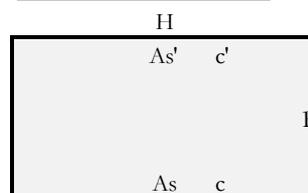
Tombino SL03_63+637

Sezione n° 01

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	1100 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	40 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	40 mm	
d	Altezza utile = H-c	1060 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	28 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	430 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	1278.0 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	691.1 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	26	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa		
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	5309 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	mm	
s. Staffe	Passo staffe	150 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [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 [(+)]	735.1 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	157%
Mrd	Momento ultimo resistente	2033 kNm	Coeff.Sfrutt.	63%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	440 kN	Coeff.Sfrutt.	157%
Vrd	Taglio ultimo resistente	440 kN		157%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-51 Mpa	Coeff.Sfrutt.	15%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	143 Mpa	Coeff.Sfrutt.	41%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-4 Mpa	Coeff.Sfrutt.	23%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	640 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.11 mm	Coeff.Sfrutt.	57%

Oggetto:

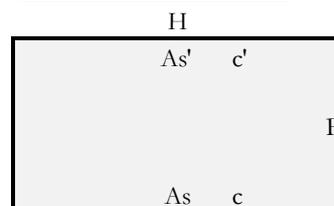
Tombino SL03_63+637

Sezione n°. 02

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000	mm	
H	Altezza sezione rettangolare	1100	mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	40	mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	40	mm	
d	Altezza utile = H-c	1060	mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	28	MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	430	MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0	kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	1075.2	kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0	kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0	kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	26		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10		
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0		
As'	Armatura superiore compressa	5309	mmq	
As	Armatura inferiore tesa	5309	mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe		mm	
s. Staffe	Passo staffe	150	mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2		
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5	[range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°		
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0	mmq/m	0.00 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Msl	Momento di esercizio [(+)]	689.5	kNm	
Nsl	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0	kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20	mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60	fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45	fck	
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80	fyk	

Geometria della Sezione:



Dati di Output:

SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S		Coeff.Sfrutt.Max	53%
Mrd	Momento ultimo resistente	2037	kNm	Coeff.Sfrutt.	53%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	440	kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Vrd	Taglio ultimo resistente	440	kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0	kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-43	Mpa	Coeff.Sfrutt.	12%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	132	Mpa	Coeff.Sfrutt.	38%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-3	Mpa	Coeff.Sfrutt.	20%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0	Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	651	kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.10	mm	Coeff.Sfrutt.	52%

Oggetto:

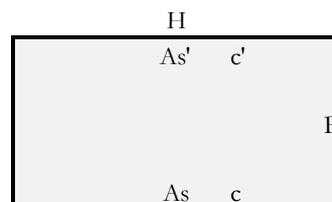
Tombino SL03_63+637

Sezione n°. 03

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm
H	Altezza sezione rettangolare	1000 mm
c'	Copriferro armatura sup. compressa	40 mm
c	Copriferro armatura inf. Tesa	40 mm
d	Altezza utile = H-c	960 mm
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	28 MPa
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	430 MPa
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-182.1 kN
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	1161.6 kNm
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	569.8 kN
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm
Fi1	1° diametro armatura tesa	26
Fi2	2° diametro armatura tesa	
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	
As'	Armatura superiore compressa	2655 mmq
As	Armatura inferiore tesa	5309 mmq
Fi Staffe	Diametro staffe	mm
s. Staffe	Passo staffe	333 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
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R
Msl	Momento di esercizio [(+)]	792.9 kNm
Nsl	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-387.1 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	128%
Mrd	Momento ultimo resistente	1912 kNm	Coeff.Sfrutt.	61%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	444 kN	Coeff.Sfrutt.	128%
Vrd	Taglio ultimo resistente	444 kN	Coeff.Sfrutt.	128%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-72 Mpa	Coeff.Sfrutt.	21%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	141 Mpa	Coeff.Sfrutt.	41%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-5 Mpa	Coeff.Sfrutt.	32%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	604 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.11 mm	Coeff.Sfrutt.	56%

Oggetto:

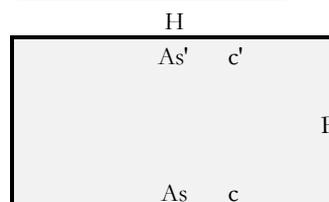
Tombino SL03_63+637

Sezione n° 04

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	1000 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	40 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	40 mm	
d	Altezza utile = H-c	960 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	28 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	430 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-14.8 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	990.5 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	654.3 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	26	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa		
As'	Armatura superiore compressa	5309 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	5309 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	mm	
s. Staffe	Passo staffe	200 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	5	
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 [(+)]	680.6 kNm	
Nslc	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-68.5 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck	
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk	

Geometria della Sezione:



Dati di Output:

SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	156%
Mrd	Momento ultimo resistente	1845 kNm	Coeff.Sfrutt.	54%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	420 kN	Coeff.Sfrutt.	156%
Vrd	Taglio ultimo resistente	420 kN	Coeff.Sfrutt.	156%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-50 Mpa	Coeff.Sfrutt.	14%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	139 Mpa	Coeff.Sfrutt.	40%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-4 Mpa	Coeff.Sfrutt.	23%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	558 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.11 mm	Coeff.Sfrutt.	55%

Oggetto:

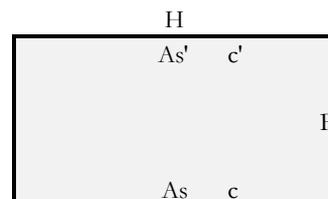
Tombino SL03_63+637

Sezione n°. 05

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm
H	Altezza sezione rettangolare	1000 mm
c'	Copriferro armatura sup. compressa	40 mm
c	Copriferro armatura inf. Tesa	40 mm
d	Altezza utile = H-c	960 mm
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	28 MPa
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	430 MPa
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-14.8 kN
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	1138.3 kNm
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm
Fi1	1° diametro armatura tesa	26
Fi2	2° diametro armatura tesa	
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0
As'	Armatura superiore compressa	5309 mmq
As	Armatura inferiore tesa	5309 mmq
Fi Staffe	Diametro staffe	mm
s. Staffe	Passo staffe	150 mm
bracci	Numero Bracci staffe	2
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [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
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R
Msle	Momento di esercizio [(+)]	700.0 kNm
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-68.5 kN
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck
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	62%
Mrd	Momento ultimo resistente	1845 kNm	Coeff.Sfrutt.	62%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	420 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Vrd	Taglio ultimo resistente	420 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-51 Mpa	Coeff.Sfrutt.	15%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	143 Mpa	Coeff.Sfrutt.	42%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-4 Mpa	Coeff.Sfrutt.	24%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	558 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.11 mm	Coeff.Sfrutt.	57%

Oggetto:

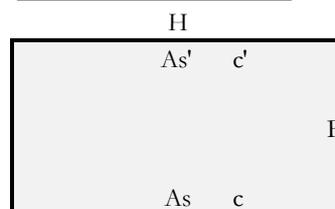
Tombino SL03_63+637

Sezione n°. 06

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000	mm		
H	Altezza sezione rettangolare	1000	mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	40	mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	40	mm		
d	Altezza utile = H-c	960	mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	28	MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	430	MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-342.0	kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	1162.8	kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	569.8	kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0	kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	20			
Fi2	2° diametro armatura tesa	26			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	5	Armatura tesa filante	1571	mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	5	Armatura di raffittim.	2655	mmq
As'	Armatura superiore compressa	2655	mmq		
As	Armatura inferiore tesa	4225	mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	0	mm		
s. Staffe	Passo staffe	333	mm		
bracci	Numero Bracci staffe	2			
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5	[range: 1,0-2,5]		
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°			
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0	mmq/m	0.00	cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R			
Msle	Momento di esercizio [(+)]	745.0	kNm		
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-547.1	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	130%
Mrd	Momento ultimo resistente	1618	kNm	Coeff.Sfrutt.	72%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	437	kN	Coeff.Sfrutt.	130%
Vrd	Taglio ultimo resistente	437	kN	Coeff.Sfrutt.	130%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0	kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-74	Mpa	Coeff.Sfrutt.	21%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	146	Mpa	Coeff.Sfrutt.	42%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-6	Mpa	Coeff.Sfrutt.	33%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0	Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	620	kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.11	mm	Coeff.Sfrutt.	54%

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	63%	53%	61%	54%	62%	72%
SLU	Ved/Vrd	157%	0%	128%	156%	0%	130%
SLE	(sigse/sigsr)s	15%	12%	21%	14%	15%	21%
SLE	(sigse/sigsr)i	41%	38%	41%	40%	42%	42%
SLE	(sigce/sigce)s	23%	20%	32%	23%	24%	33%
SLE	wk/wklim	57%	52%	56%	55%	57%	54%
	MAX	157%	53%	128%	156%	62%	130%
	MAX	157%					

Come visibile dai coefficienti di sfruttamento riportati nella tabella sopra, il sottopasso oggetto della presente relazione non risulta idoneo alle azioni statiche e sismiche di progetto previste dalle NTC 2018, pertanto si prevedono interventi strutturali sull'opera al fine di ottenere esito positivo per le verifiche previste dalla norma attualmente vigente ed evitare così la demolizione totale dell'opera.

Nel paragrafo successivo saranno illustrati nel dettaglio gli interventi previsti.

8. INTERVENTI STRUTTURALI

Come precedentemente anticipato sono stati previsti degli interventi strutturali sull'opera in oggetto al fine di rendere positivo l'esito delle verifiche per evitare la demolizione e ricostruzione dell'intera opera.

Come visibile dalla tabella riassuntiva dei coefficienti di sfruttamento ottenuti nelle verifiche riportata nel paragrafo precedente, tutti gli elementi danno esito positivo per quanto riguarda le verifiche a flessione e le verifiche SLE, al contrario nessuno degli elementi costituenti l'opera soddisfa la verifica a taglio, più precisamente i coefficienti di sfruttamento a taglio ottenuti sono:

- SOLETTA INFERIORE: **157% > 100%** **NON VERIFICATO**
- PIEDRITTI: **130% > 100%** **NON VERIFICATO**
- SOLETTA SUPERIORE: **156% > 100%** **NON VERIFICATO**

Dovranno quindi essere previsti interventi che vadano o a diminuire le sollecitazioni agenti o ad aumentare la resistenza degli elementi.

Per quanto riguarda le solette (superiore ed inferiore) è stato previsto un intervento atto ad aumentare le dimensioni della sezione andando così ad incrementare la resistenza a taglio dell'elemento.

Per quanto riguarda, invece, i piedritti sono state previste delle iniezioni di materiale cementizio nel terreno al fine di ridurre le spinte agenti su tali elementi. Nel seguito viene riportato il dimensionamento e la verifica di entrambi gli interventi.

.8.1. INCREMENTO DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLE SOLETTE

Per cercare di aumentare la resistenza a taglio delle solette è stata prevista la realizzazione di un ringrosso intradossale per la soletta superiore e estradossale per la soletta inferiore opportunamente collegato alla sezione resistente per costituire una sezione composta di dimensioni maggiori, al fine di incrementare la resistenza a taglio.

Nello specifico è stata prevista la realizzazione di un ringrosso in c.a. di dimensioni in sezione pari a 0,40 x 2,30 opportunamente armato a taglio e connesso alla sezione resistente della soletta.

Per poter garantire l'efficacia di tale intervento dovranno essere effettuate le seguenti verifiche:

- 1) Verifica a scorrimento all'interfaccia tra la soletta e il ringrosso in c.a.;
- 2) Verifica a taglio della sezione composta;
- 3) Verificare barre di ancoraggio ai piedritti;

.8.1.1. Verifica a scorrimento all'interfaccia tra la soletta e il ringrosso in c.a.

Per poter considerare la sezione resistente composta bisogna garantire l'assenza di scorrimenti relativi tra i due elementi e quindi la conservazione delle sezioni piane (ipotesi alla base della teoria del De Saint Venant).

Tale compito dovrà essere garantito dai connettori previsti tra il ringrosso e la soletta esistente utilizzando le formulazioni previste dall'EC per le connessioni tra due getti di cls. Il collegamento sarà realizzato tramite barre filettate $\phi 20$ a maglia quadrata 200mm/200mm inghisate con resina epossidica del tipo HIT-RE 500 VE o equivalente.

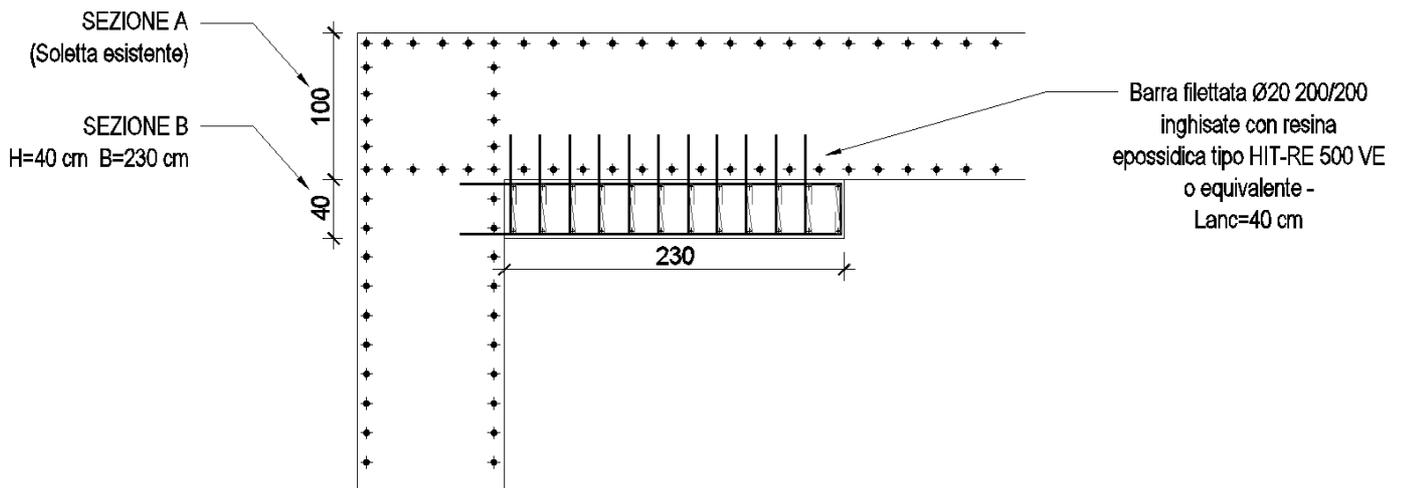


Figura 16 – Sezione composta A + B

Per poter verificare tali elementi bisogna innanzitutto ricavare la tensione tangenziale in corrispondenza dell'interfaccia, per fare ciò è stata utilizzata la formulazione di Jourawski:

$$\tau = \frac{T * S}{J * b}$$

Ove:

- S è il momento statico della sezione reagente rispetto all'asse neutro;
- T è il taglio agente;
- J è il momento d'inerzia della sezione omogeneizzata;
- B è la larghezza minima della base della sezione;

A questo punto si passa a calcolare i vari termini che compaiono nella formula:

Per ricavare la posizione dell'asse neutro e il momento d'inerzia omogeneizzato si utilizza il software VCA SLU, considerando una sollecitazione agente pari al momento di calcolo:

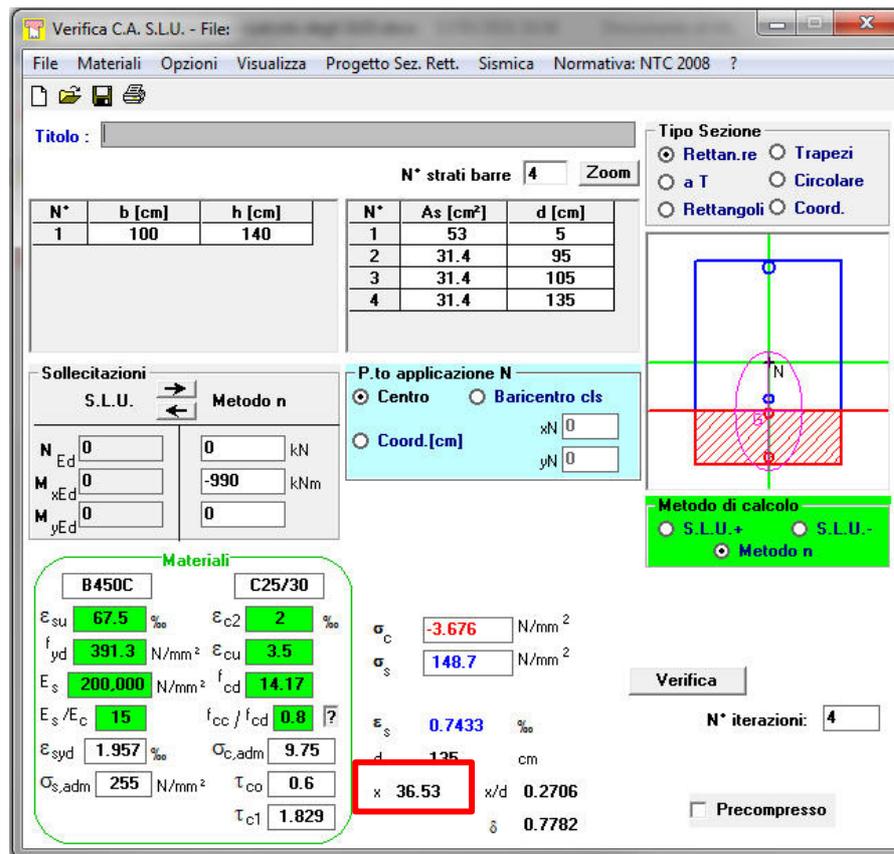


Figura 17 – Analisi della sezione con software VCA SLU

Posto che l'asse neutro si trova a 36.5 cm dall'estremo inferiore (a 33.5 cm dall'asse baricentrico), il momento statico della parte di calcestruzzo reagente è pari a:

$$S = \frac{b}{2 * \left(\frac{H^2}{4} - \left(\frac{H}{2} - y \right) \right)} \quad (\text{Belluzzi, "Scienza delle Costruzioni, vol. I})$$

Ad esso si aggiunge il contributo dell'armatura compressa, pertanto:

$$S = \frac{b}{2 * \left(\frac{h^2}{4} - \left(\frac{h}{2} - y \right) \right)} + nA_s * \left(\frac{H}{2} - (H - y) \right)$$

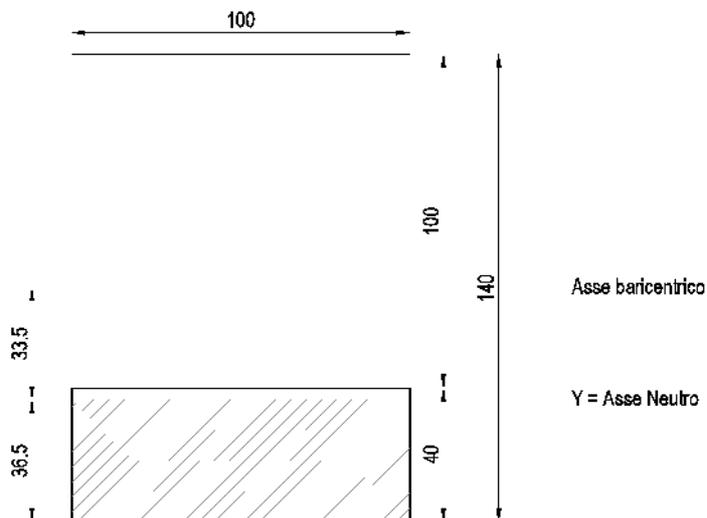


Figura 18 – Posizione asse neutro nella sezione composta

CALCOLO TENSIONE TANGENZIALE ALL'INTERFACCIA

Altezza sezione A	H_A	100 cm
Altezza sezione B	H_B	40 cm
Altezza sezione composta	H	140 cm
Larghezza sezione	b	100 cm
Posizione asse neutro	y	36.5 cm
Momento statico (Belluzzi, "Scienza delle Costruzioni, vol. I)	S	188887.5
Area armatura compressa	$A's$	31.4 cm ²
Coeff. di omogeneizzazione	n	15
Momento statico con armatura comp	S'	206079 cm ³
Momento d'inerzia	J	9836628 cm ⁴
Taglio agente	T	654 kN
Tensione tangenziale	τ	1.37 MPa

Per quanto riguarda la resistenza allo scorrimento, invece, si utilizza la formula riportata dall'EC2 1:1 form.6.25:

$$V_{rdi} = c * f_{ctd} + \rho * f_{yd} * \mu$$

I coefficienti c e μ dipendono dal grado di scabrezza della superficie di contatto tra i due cls (superficie molto liscia, superficie liscia, superficie scabra, superficie dentata):

Superficie di contatto	c	μ
molto liscia	0.25	0.5
liscia	0.35	0.6
scabra	0.45	0.7
dentata	0.5	0.9

Come già precedentemente anticipato si adottano connettori $\phi 20$ maglia quadrata 200 mm x 200 mm, da cui ne deriva:

$$\rho = 314 \text{ mm}^2 / (200 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}) = 7,85 * 10^{-3}$$

Nel seguito si riportano i risultati ottenuti dal calcolo:

CALCOLO RESISTENZA

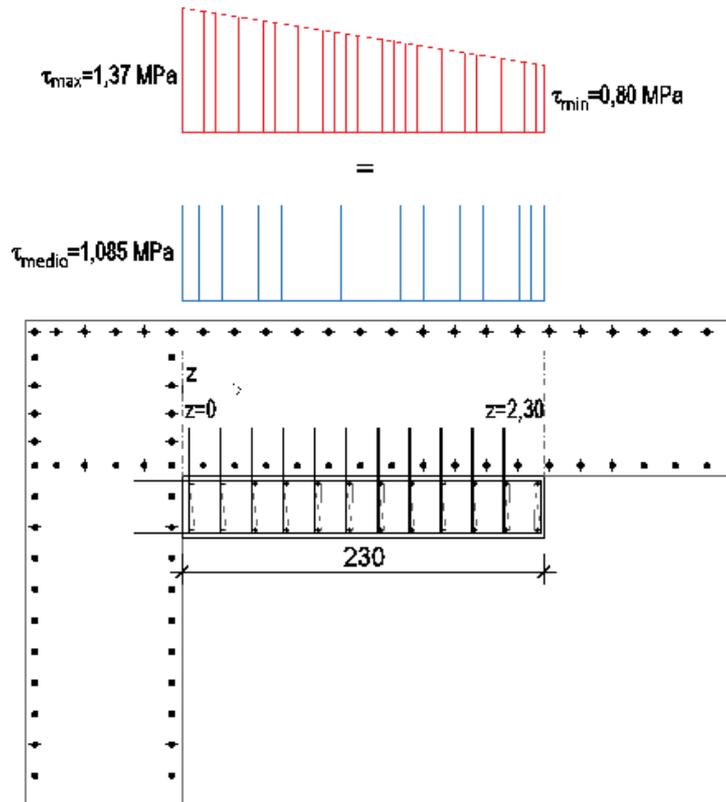
Resistenza caratteristica cls	f_{ck}	28 MPa	
Resistenza a trazione media	f_{ctm}	2.8 MPa	$0.3 * (f_{ck})^{2/3}$
Resistenza a trazione caratteristica	f_{ctk}	1.94 MPa	$0.7 * f_{ctm}$
Coeff. di sicurezza cls	γ_c	1.5	
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.29 MPa	f_{ctk} / γ_c
Tensione di snervamento caratteristica acciaio	f_{yk}	450 MPa	
Coeff. di sicurezza acciaio	γ_s	1.15	
Tensione di snervamento di progetto acciaio	f_{yd}	391.30 MPa	f_{yk} / γ_s
Superficie di contatto:	scabra		
Coefficiente c	c	0.225	Diviso 2 per carichi dinamici
Coefficiente μ	μ	0.7	
Area barre d'armatura	A_s	314 mm ²	
Passo barre d'armatura	s	200 mm	
Densità di armatura	ρ	0.008	
Resistenza all'interfaccia tra due getti	Vrdi	2.44 MPa	$c * f_{ctd} + \rho * f_{yd} * \mu$
Coefficiente di sfruttamento	C.S.	56%	OK

Come visibile dai calcoli sopra riportati nella formulazione proposta dall'EC si è considerata una superficie di contatto tra il ringrosso e la soletta esistente "Scabra", ragion per cui si prescrive l'idrodemolizione del copriferro superficiale delle solette esistenti prima della realizzazione del ringrosso, tale accorgimento aumenterà la resistenza allo scorrimento all'interfaccia tra i due elementi e corrisponderà esattamente alla ipotesi di "superficie di contatto scabra" fatta nel calcolo.

Inoltre così come prescritto dall'EC al medesimo punto: "In presenza di carichi dinamici, si raccomanda di dimezzare i valori di c dati al §6.2.5", ragion per cui il valore fornito dalla normativa per il coefficiente c (0,45 per superficie scabra) è stato diviso per due ottenendo un valore di calcolo pari a 0,225.

Si dimensiona l'ancoraggio con resine tipo HIT-RE 500 V3 o equivalente di barre $\phi 20$ maglia 200/200.

La tensione massima all'interfaccia a cui sono sottoposte le barre maggiormente sollecitate, come precedentemente riportato, è pari a 1,37 MPa, la tensione minima a cui le barre sono sottoposte e pari a 0,80 MPa, per dimensionare l'ancoraggio si è considerata una tensione costante su tutte le barre pari al valore medio:



$$\tau_{max} = \frac{T_{max(z=0)} * S}{J * b} = 1,37 \text{ MPa}$$

$$\tau_{min} = \frac{T_{min(z=2,30)} * S}{J * b} = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\tau_{medio} = \frac{1,37 + 0,80}{2} = 1,085 \text{ MPa}$$

A questo punto da tale valore della tensione si elide la quota parte assorbita dalla coesione:

$$\Delta\tau = 0.225 * f_{ctd} = 0.225 * 1.29 = \mathbf{0.290 \text{ MPa}}$$

Si calcola a questo punto il carico su una singola barra di area di influenza 200 mm x 200 mm:

$$\mathbf{R_{barra} = (1,085 - 0,290) * 200 * 200 / 1000 = 31,79 \text{ kN}}$$

La verifica è stata eseguita alternativamente a taglio e trazione con il software Hilti Profis Anchor.

Nel seguito si riportano i risultati ottenuti:

1) VERIFICA A TAGLIO:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: **HIT-RE 500 V3 + Rebar 20mm**

Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e anco



Profondità di posa effettiva: $h_{ef,act} = 400 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = - \text{ mm}$)

Materiale: **B500B**

Certificazione No.: **ETA 16/0143**

Emesso l Valido: **30/11/2016 | -**

Prova: **Valutazione ingegneristica SOFA BOND dopo la campagna di test ETAG BOND**

Fissaggio distanziato: $e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 12 \text{ mm}$

Piastra d'ancoraggio: $l_x \times l_y \times t = 2300 \text{ mm} \times 400 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)

Profilo: **IPE; (L x W x T x FT) = 300 mm x 150 mm x 7 mm x 11 mm**

Materiale base: **fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{c,cube} = 30.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 10000 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C**

Installazione: Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto

Armatura: **interasse delle armature $< 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $< 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$)**

con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12$

L'armatura per il controllo della fessurazione deve essere presente in accordo a quanto previsto da EOTA TR 029, paragrafo 5.2.2.6.

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

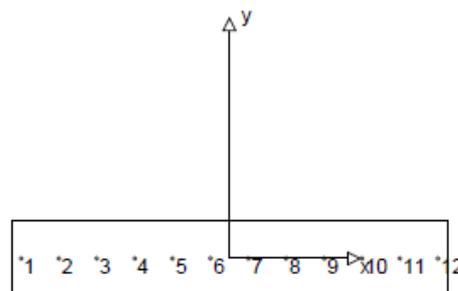
Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0.000	31.792	0.000	31.792
2	0.000	31.792	0.000	31.792
3	0.000	31.792	0.000	31.792
4	0.000	31.792	0.000	31.792
5	0.000	31.792	0.000	31.792
6	0.000	31.792	0.000	31.792
7	0.000	31.792	0.000	31.792
8	0.000	31.792	0.000	31.792
9	0.000	31.792	0.000	31.792
10	0.000	31.792	0.000	31.792
11	0.000	31.792	0.000	31.792
12	0.000	31.792	0.000	31.792

Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]

Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]

risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]



4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	31.792	57.333	56	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	381.500	1191.844	33	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
86.000	1.500	57.333	31.792

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	
4080000	1440000	600	1200	2.000	
$e_{c1,v}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,v}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
315.488	1.500	1191.844	381.500		

2) VERIFICA A TRAZIONE:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: **HIT-RE 500 V3 + Rebar 20mm**

Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e anco



Profondità di posa effettiva: $h_{ef,act} = 400$ mm ($h_{ef,limit} = -$ mm)

Materiale: B500B

Certificazione No.: ETA 16/0143

Emesso l Valido: 30/11/2016 | -

Prova: Valutazione ingegneristica SOFA BOND dopo la campagna di test ETAG BOND

Fissaggio distanziato: $e_b = 0$ mm (Senza distanziamento); $t = 12$ mm

Piastra d'ancoraggio: $l_x \times l_y \times t = 2300$ mm x 400 mm x 12 mm; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)

Profilo: IPE; (L x W x T x FT) = 300 mm x 150 mm x 7 mm x 11 mm

Materiale base: fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{c,cube} = 30.00$ N/mm²; $h = 10000$ mm, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C

Installazione: Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto

Armatura: interasse delle armature < 150 mm (qualunque \emptyset) o < 100 mm ($\emptyset \leq 10$ mm)

con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12$

L'armatura per il controllo della fessurazione deve essere presente in accordo a quanto previsto da EOTA TR 029, paragrafo 5.2.2.6.

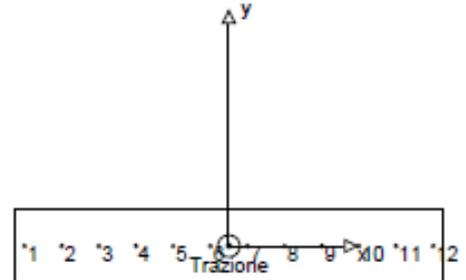
2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	31.792	0.000	0.000	0.000
2	31.792	0.000	0.000	0.000
3	31.792	0.000	0.000	0.000
4	31.792	0.000	0.000	0.000
5	31.792	0.000	0.000	0.000
6	31.792	0.000	0.000	0.000
7	31.792	0.000	0.000	0.000
8	31.792	0.000	0.000	0.000
9	31.792	0.000	0.000	0.000
10	31.792	0.000	0.000	0.000
11	31.792	0.000	0.000	0.000
12	31.792	0.000	0.000	0.000



Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 381.500 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	31.792	123.571	26	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	381.500	1085.556	36	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	381.500	595.922	65	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{sd} [kN]
173.000	1.400	123.571	31.792

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,cr,25}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
1500976	298867	14.00	547	273	∞
ψ_c	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm ²]	k	$\psi_{s,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1.018	10.18	2.300	1.673	1.266	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	γ_{Mp}	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{sd} [kN]	
255.952	1828.334	1.500	1085.556	381.500	

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]		
4080000	1440000	600	1200		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	γ_{Mc}	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{sd} [kN]	
7.200	315.488	1.500	595.922	381.500	

LE VERIFICHE RISULTANO SODDISFATTE.

8.1.2. Verifica a taglio sezione composta

Anche se in realtà il taglio viene in parte assorbito dalla resistenza della soletta esistente (sezione A), a favore di sicurezza si è scelto di armare la sezione del ringrosso (sezione B) per tutto il taglio agente aumentato di una quota parte di taglio dovuto al suo peso proprio.

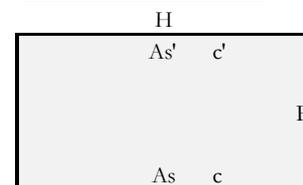
Per cui si procede alla verifica della sola sezione B, di altezza pari a 40 cm opportunamente armata a taglio con spille $\phi 12$ a maglia quadrata 200 mm/200 mm, confrontando la sua resistenza a taglio con tutto il taglio agente dall'analisi pari 654,3 kN aumentato del suo peso proprio moltiplicato per un coefficiente di sicurezza pari a 1,35, così come prescritto dalla normativa per i carichi permanenti:

$$V_{ed} = 654,3 + 1,35 * (25 * 0,4 * 2,3) = 654,3 + 31,05 = \mathbf{685,4 \text{ kN}}$$

Nel seguito si riportano i risultati ottenuti dal calcolo:

Oggetto:			
Sottopasso esistente SL03			
Sezione n°. 04			
Dati di Input:			
B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	400 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	40 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	40 mm	
d	Altezza utile = H-c	360 mm	
f _{ck}	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	28 MPa	
f _{yk}	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
N _{ed}	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN	
M _{ed}	Momento flettente di calcolo [(+)]	0.0 kNm	
V _{ed}	Taglio di calcolo [(+)]	685.4 kN	
T _{ed}	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
fi1	1° diametro armatura tesa	20	
fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa		
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	5	
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	2827 mmq/m	28.27 cmq/m
Dati di Output:			
SLU - Momento e Taglio resistenti			
V _{rd}	Taglio ultimo resistente senza staffe	219 kN	Coeff.Sfrutt. 313%
V _{rd}	Taglio ultimo resistente	886 kN	Coeff.Sfrutt. 77%

Geometria della Sezione:



Tale calcolo è evidentemente a favore di sicurezza in quanto la sezione della soletta esistente contribuirà a resistere per una quota parte pari alla sua resistenza a taglio ($V_{rd} = 444 \text{ kN}$).

8.1.3. Verifica barre di ancoraggio ai piedritti.

L'ancoraggio del ringrosso ai piedritti sarà effettuato tramite l'inghisaggio con resina epossidica tipo HIT-RE o equivalente delle barre di armatura trasversali $\phi 20/100$ previste nel ringrosso per una lunghezza di ancoraggio pari a 400 mm.

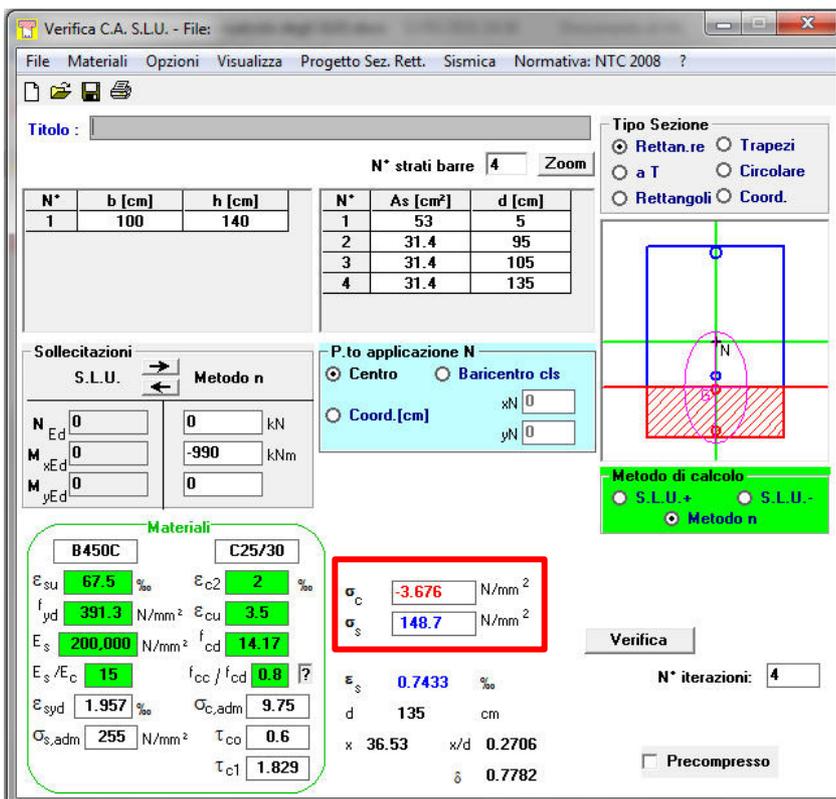
Per dimensionare l'ancoraggio delle barre longitudinali ai piedritti si tiene conto della resistenza a taglio della soletta esistente (sezione A) che viene decurtata al taglio di calcolo aumentato, però, della quota parte di taglio dovuta al suo peso proprio, così come fatto per la verifica a taglio effettuata nel paragrafo precedente.

La restante quota parte del taglio viene trasmessa al piedritto tramite l'ancoraggio delle barre longitudinali:

$$V_{ed} = V_{ed,calcolo} - V_{rd,sez.A} + V_{ed,p,p} = 654,3 - 420 + 31,05 = \mathbf{265,35 \text{ kN}}$$

Gli ancoraggi delle barre longitudinali trasmettono al piedritto, oltre al taglio così determinato, anche le sollecitazioni assiali derivanti dall'analisi della sezione composta soletta esistente (sezione A) + ringrosso (sezione B).

Effettuando un'analisi della sezione composta con il software VCA SLU si può notare che entrambi gli strati di ferri presenti nella sezione B risultano compressi:



Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	140	1	53	5
			2	31.4	95
			3	31.4	105
			4	31.4	135

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 -990 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

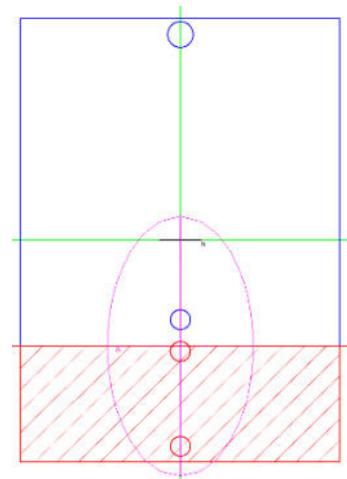
σ_c -3.676 N/mm²
 σ_s 148.7 N/mm²

ϵ_s 0.7433 ‰
d 135 cm
x 36.53 w/d 0.2706
 δ 0.7782

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso



Il ferro superiore teso della sezione A ha una tensione di lavoro pari a circa 149 MPa:

$$\sigma_c = -3.676 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 148.7 \text{ N/mm}^2$$

nota la tensione sulle barre tese e nota la posizione dell'asse neutro si calcola la tensione massima nei ferri compressi della sezione B:

$$\sigma_{s,inf} = \sigma_{s,sup} * (y-c) / [(H-y)-c] = 149 * 31.5 / 98.5 = 47.64 \text{ MPa}$$

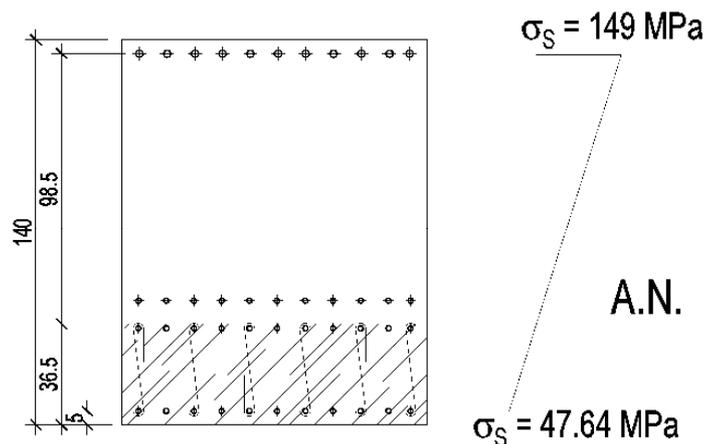


Figura 19 – Andamento delle tensioni nella sezione composta

A favore di sicurezza si assegna il valore suddetto a tutte le barre di ancoraggio come trazione; si verifica quindi l'ancoraggio delle barre a taglio e trazione con il software della HILTI (Profis Anchor) sottoposto alle seguenti sollecitazioni:

$$V_{ed} = 265,35 \text{ kN} \approx 300 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = \sigma_{s,inf} * A_s = 47.64 * (314 * 20) / 1000 = 299 \text{ kN}$$

Nel seguito si riporta il report di calcolo ottenuto dal software:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-RE 500 V3 + Rebar 20mm

Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e anco



Profondità di posa effettiva: $h_{ef,act} = 400$ mm ($h_{ef,limit} = -$ mm)

Materiale: B500B

Certificazione No.: ETA 16/0143

Emesso l Valido: 30/11/2016 | -

Prova: Valutazione ingegneristica SOFA BOND dopo la campagna di test ETAG BOND

Fissaggio distanziato: $e_o = 0$ mm (Senza distanziamento); $t = 12$ mm

Piastra d'ancoraggio: $l_x \times l_y \times t = 400$ mm x 1010 mm x 12 mm; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)

Profilo: IPE; (L x W x T x FT) = 300 mm x 150 mm x 7 mm x 11 mm

Materiale base: fessurato calcestruzzo, C30/37, $f_{c,cube} = 37.00$ N/mm²; $h = 1000$ mm, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C

Installazione: Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto

Armatura: nessuna armatura o interasse tra le armature ≥ 150 mm (qualunque \varnothing) o ≥ 100 mm ($\varnothing \leq 10$ mm) senza armatura di bordo longitudinale

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]

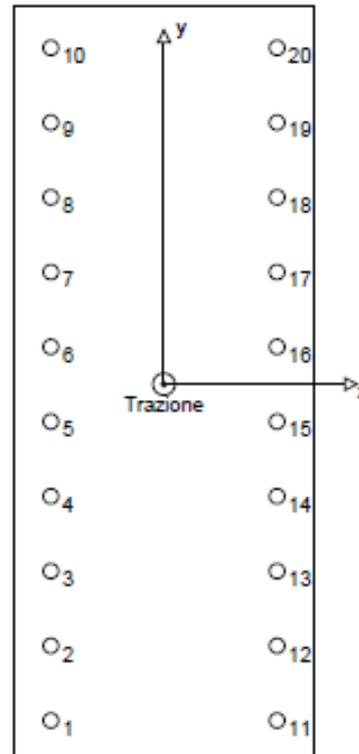
2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	15.000	15.000	15.000	0.000
2	15.000	15.000	15.000	0.000
3	15.000	15.000	15.000	0.000
4	15.000	15.000	15.000	0.000
5	15.000	15.000	15.000	0.000
6	15.000	15.000	15.000	0.000
7	15.000	15.000	15.000	0.000
8	15.000	15.000	15.000	0.000
9	15.000	15.000	15.000	0.000
10	15.000	15.000	15.000	0.000
11	15.000	15.000	15.000	0.000
12	15.000	15.000	15.000	0.000
13	15.000	15.000	15.000	0.000
14	15.000	15.000	15.000	0.000
15	15.000	15.000	15.000	0.000
16	15.000	15.000	15.000	0.000
17	15.000	15.000	15.000	0.000
18	15.000	15.000	15.000	0.000
19	15.000	15.000	15.000	0.000
20	15.000	15.000	15.000	0.000



Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]

Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]

risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 300.000 [kN]

risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_{Nt} [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	15.000	123.571	13	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	300.000	1088.270	29	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	300.000	510.952	59	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{sd} [kN]
173.000	1.400	123.571	15.000

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,cor,25}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
1224472	298667	14.00	547	273	∞
ψ_c	$\tau_{Rk,cor}$ [N/mm ²]	k	$\psi_{g,Np}$	$\psi_{g,Np}$	
1.040	10.40	2.300	2.247	1.493	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{rs,Np}$
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	γ_{Mp}	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{sd} [kN]	
261.376	1599.405	1.500	1088.270	300.000	

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]		
3150000	1440000	600	1200		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{rs,N}$
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	γ_{Mc}	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{sd} [kN]	
7.200	350.367	1.500	510.952	300.000	

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	15.000	57.333	27	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	300.000	1021.904	30	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	γ_{Ms}	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{sd} [kN]
86.000	1.500	57.333	15.000

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	
3150000	1440000	600	1200	2.000	
$e_{c1,v}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,v}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{rs,N}$
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{Mc,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{sd} [kN]		
350.367	1.500	1021.904	300.000		

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.4)

β_u	β_v	α	Utilizzo $\beta_{u,v}$ [%]	Stato
0.587	0.294	1.500	61	OK

$\beta_u^2 + \beta_v^2 \leq 1.0$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

$$N_{sk} = 11.111 \text{ [kN]}$$

$$V_{sk} = 11.111 \text{ [kN]}$$

$$\delta_N = 0.062 \text{ [mm]}$$

$$\delta_V = 0.444 \text{ [mm]}$$

$$\delta_{NV} = 0.449 \text{ [mm]}$$

Carichi a lungo termine:

$$N_{sk} = 11.111 \text{ [kN]}$$

$$V_{sk} = 11.111 \text{ [kN]}$$

$$\delta_N = 0.071 \text{ [mm]}$$

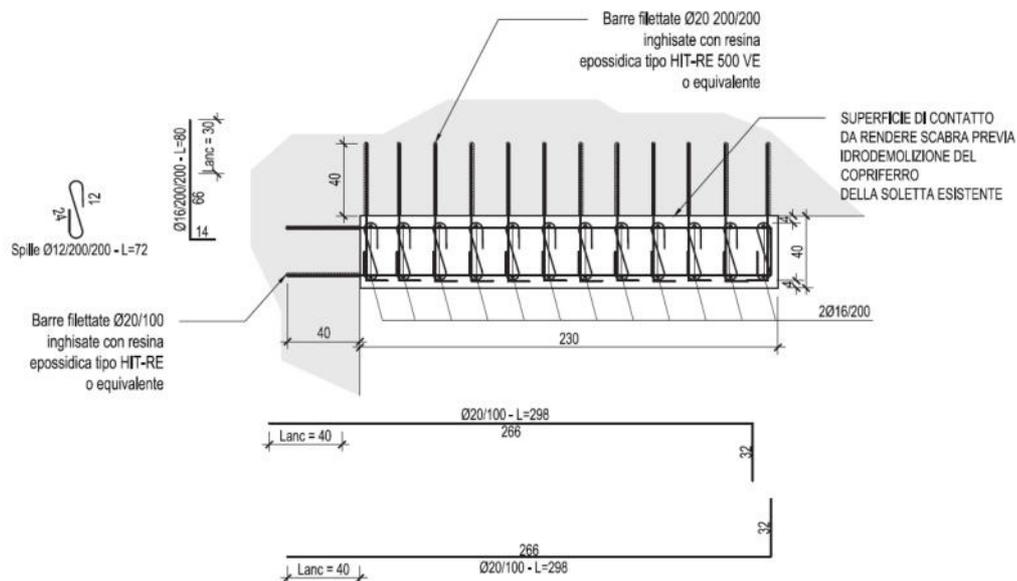
$$\delta_V = 0.556 \text{ [mm]}$$

$$\delta_{NV} = 0.560 \text{ [mm]}$$

L'ANCORAGGIO RISULTA VERIFICATO.

Si può, quindi, concludere che l'intervento così fatto risulta ben dimensionato e verificato, ma soprattutto riesce a risolvere il problema del taglio sulle solette, riuscendo così a scongiurare la demolizione e ricostruzione dell'intera opera a fronte di demolizioni locali sulla zona dei marciapiedi e in parte sulla carreggiata.

Per meglio comprendere la configurazione dell'intervento si rimanda all'apposito elaborato grafico di cui nel seguito si riporta un estratto.



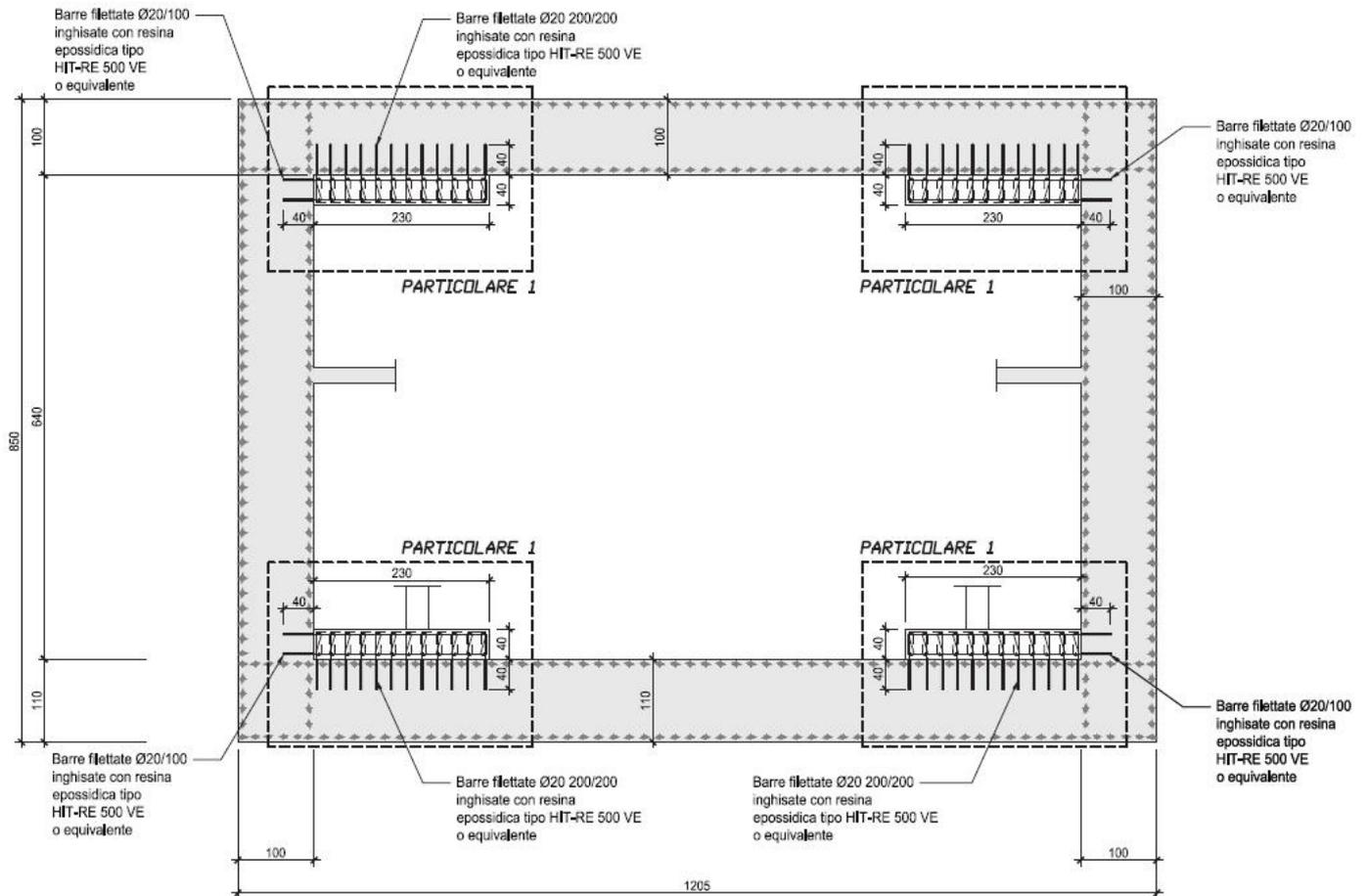


Figura 20 - Estratto tavola dell'intervento sulle solette

.8.2. RIDUZIONE DELLE SPINTE STATICHE DEL TERRENO MEDIANTE INIEZIONI CEMENTIZIE.

La strategia d'intervento per quanto riguarda i piedritti è l'opposto di quanto fatto per le solette. Ovvero invece di incrementare la resistenza degli elementi si è cercato di abbattere le sollecitazioni fino ad un valore tale per cui anche i piedritti risultano verificati.

A tal fine si è cercato di ridurre le spinte statiche del terreno sulla struttura prevedendo delle iniezioni di materiale cementizio nel terreno stesso.

Tramite tale accorgimento si riesce ad ottenere un incremento anche notevole della coesione. Come noto dalla geotecnica la quota parte coesiva del terreno fa sì che il diagramma delle spinte, che normalmente avrebbe andamento triangolare, si inverte nella parte iniziale assumendo un andamento a farfalla con valore massimo di trazione pari al contributo della coesione, il tratto in trazione si prolunga per una lunghezza pari a Z_{crack} .

Tale contributo sarà massimo all'estremo superiore e il valore può essere stimato con la nota formula:

$$\sigma_h = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

ove K_a è il coefficiente di spinta attiva di Rankine e può essere valutato con la relazione:

$$K_a = \frac{1 - \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)}$$

L'andamento tipico della spinta che si ottiene è rappresentato nella figura che segue:

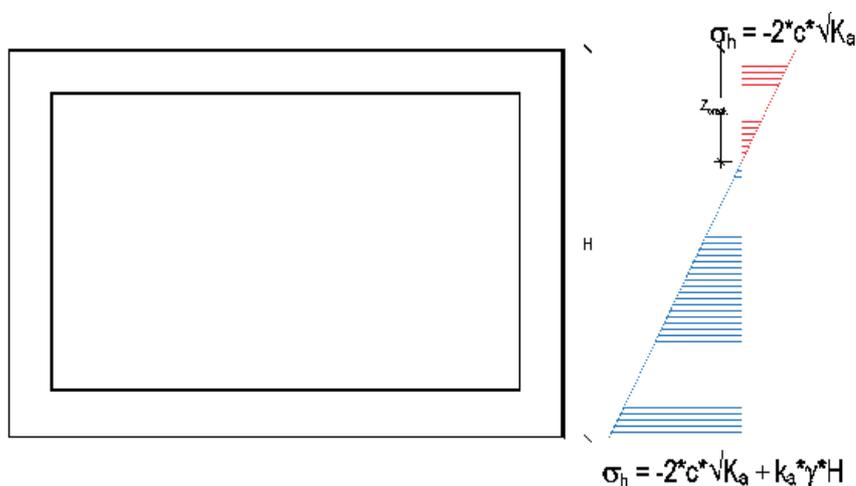


Figura 21 – Andamento tipico delle tensioni in terreno coesivo

A questo punto si è passati a valutare la coesione necessaria ad avere un valore di Z_{crack} tale da ottenere un abbattimento delle spinte sufficiente a rendere verificati i piedritti.

CALCOLO Z_{crack}

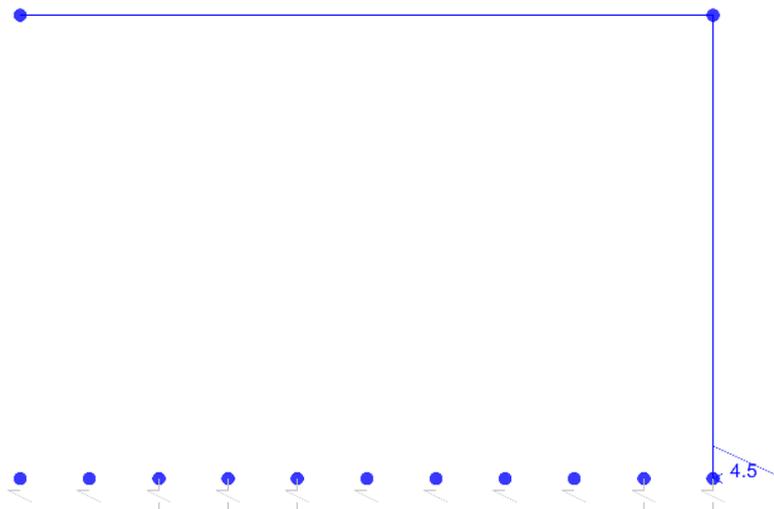
Peso specifico terreno	γ	19 kN/m ³	
Angolo d'attrito terreno	ϕ	35	0.61 rad
Coefficiente di spinta attiva	k_a	0.27	
Peso ballast	P_b	14.4 kN/m ²	
Peso massetto di protezione	P_m	1.2 kN/m ²	
Peso soletta alleggerita	P_{sol}	10.4 kN/m ²	
Coesione efficace necessaria	c'	40	
Quota a cui la pressione è nulla	Z_{crack}	7.9 m	$[2*c' * \sqrt{k_a - (P_b + P_m + P_r) * K_a}] / (\gamma * K_a)$
Coefficiente di spinta in quiete	k_0	0.426	
Altezza totale scatolare	H _{tot}	8.5 m	
Pressione massima residua alla base	p_{max}	4.5 kN/m²	

Ipotizzando di generare nel terreno una coesione di 40 kN/m³ si ottiene un valore di Z_{crack} pari a 7,90 m a fronte degli 8,50 m totali della struttura.

Come visibile dai calcoli sopra riportati una volta determinata la lunghezza Z_{crack} il valore della spinta sul tratto rimanente è stato valutato, a favore di sicurezza, con il coefficiente di spinta in quiete K_0 .

Questo significa che la spinta del terreno si riduce ad un diagramma ad andamento triangolare sui soli 0,6 m finali con valore massimo della pressione alla base pari a 4,5 kN/m² (vedi immagine sotto).

Come vedremo nei paragrafi che seguono, ripetendo il calcolo con tale valore della spinta i piedritti risultano anch'essi verificati.



9. RICALCOLO SOTTOPASSO IN SEGUITO AGLI INTERVENTI STRUTTURALI

Si riporta il ricalcolo del sottopasso in seguito alle modifiche apportate tramite gli interventi strutturali di cui al §8 di tale elaborato.

Per quanto riguarda l'analisi dei carichi viene riportata la sola condizione dovuta alla spinta del terreno (SPTDX e SPTSX), per le restanti condizioni si suppone valido tutto quanto riportato nel calcolo precedente.

9.1. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per quanto riguarda la stratigrafia di progetto e le caratteristiche del terreno di fondazione si suppone valido quanto riportato in precedenza nel calcolo dello stato attuale.

Le caratteristiche del terreno di rinfianco che nel seguito vengono riportate, invece, risultano modificate in virtù delle iniezioni cementizie previste:

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

1) a

Alternanza limi, argille e sabbie

Peso specifico terreno	γ_t	18.0 kN/m ³
angolo d'attrito terreno	ϕ	29.0 [°]
coesione efficace terreno	c'	5.0 kN/m ²
coesione non drenata terreno	c_u	- kN/m ²

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

Peso specifico rinterro	FERROVIARIO	γ_t	19.0 kN/m ³	
angolo di attrito rinterro		ϕ'	35.0 [°]	0.611 [rad]
coesione rinterro	<i>In seguito alle iniezioni</i>	c'	40.0 kN/m²	
Peso specifico terreno di rinfianco		γ_t	19.0 kN/m ³	
angolo di attrito terreno di rinfianco		ϕ'	35.0 [°]	0.611 [rad]
coesione rinfianco	<i>In seguito alle iniezioni</i>	c'	40.0 kN/m²	

9.2. ANALISI DEI CARICHI

Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

angolo di attrito rinterro	ϕ'	35.0 [°]	0.611 [rad]
coefficiente spinta attiva k_a	k_a	0.271	$(1 - \sin\phi) / (1 + \sin\phi)$
coefficiente spinta riposo k_o	k_o	0.426	$(1 - \sin\phi)$
coefficiente spinta passiva k_p	k_p	3.690	$(1 + \sin\phi) / (1 - \sin\phi)$
Peso ballast	P_b	14.40 kN/m ²	
Peso massetto di protezione	P_m	1.20 kN/m ²	
Peso soletta alleggerita	P_{sol}	10.40 kN/m ²	
Coesione efficace in seguito alle iniezioni	c'	40.0	
Quota a cui la pressione è nulla	z_{crack}	7.9 m	$[2*c' * \sqrt{k_a - (P_b + P_m + P_r) * K_a}] / (\gamma * K_a)$
Altezza totale scatolare	Htot	8.50 m	
Altezza residua di spinta del terreno	Hres	0.56 m	
Pressione massima residua alla base	P_{max}	4.53 kN/m²	(a favore di sicurezza con K_o)

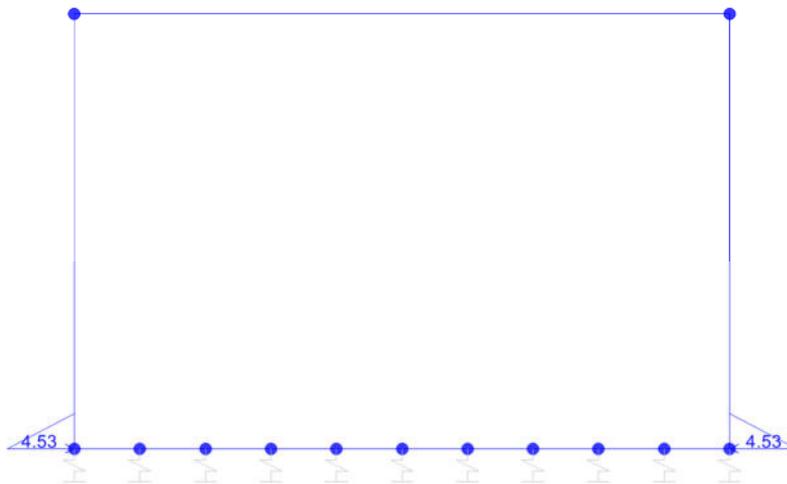


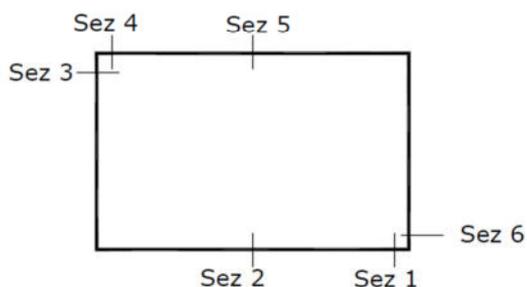
Figura 21. Condizione di carico SPTDX-SPTSX da SAP2000

9.3. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

9.3.1. Inviluppo SLU/SLV

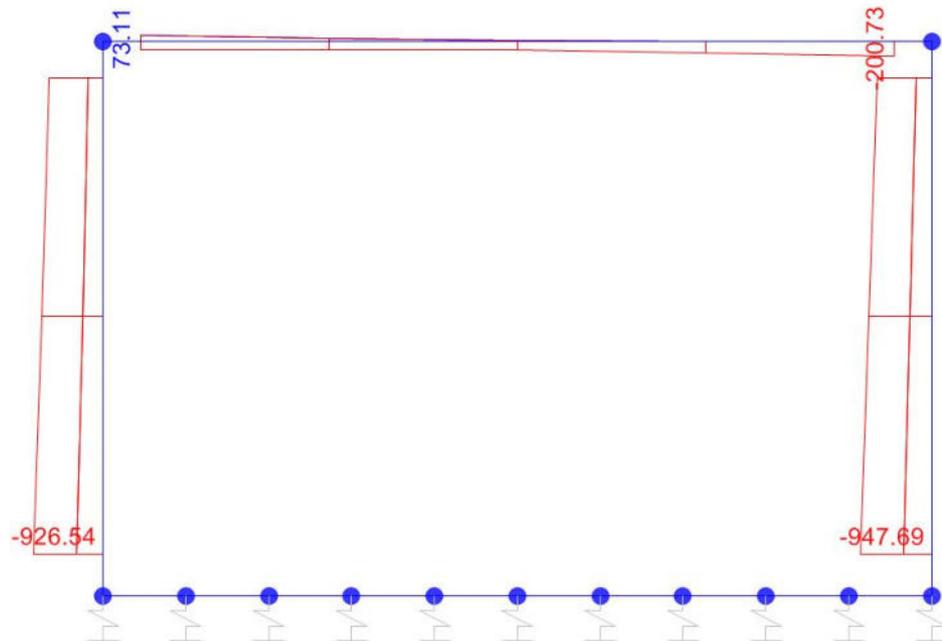
USCITA SAP - INVILUPPO SLU SLV							
Text Frame	m Station	Text OutputCase	Text CaseType	Text StepType	KN P	KN V2	KN-m M3
1	0.50	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	656.3	1081.3
1	1.11	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	678.7	849.2
1	1.11	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	479.6	849.2
1	2.21	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	520.6	461.8
1	2.21	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	318.2	461.8
1	3.32	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	359.2	117.2
1	3.32	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	270.4	117.2
1	4.42	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	300.8	-176.5
1	4.42	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	225.8	-176.5
1	5.53	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	256.2	-397.9
1	5.53	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	168.6	-397.9
1	6.63	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	199.0	-293.4
1	6.63	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	98.8	-293.4
1	7.74	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	129.2	-143.0
1	7.74	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	14.9	-143.0
1	8.84	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	45.3	48.7
1	8.84	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-141.1	48.7
1	9.95	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-110.8	391.8
1	9.95	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-305.7	391.8
1	10.55	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-289.1	794.7
1	0.50	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	271.6	-40.5
1	1.11	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	288.3	-268.2
1	1.11	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	145.8	-268.2
1	2.21	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	176.2	-729.8
1	2.21	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	41.2	-729.8
1	3.32	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	71.5	-964.8
1	3.32	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-13.7	-964.8
1	4.42	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	16.7	-1069.8
1	4.42	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-63.9	-1069.8
1	5.53	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-33.5	-1114.2
1	5.53	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-146.3	-1114.2
1	6.63	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-105.3	-1126.2
1	6.63	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-250.6	-1126.2
1	7.74	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-209.6	-1033.8
1	7.74	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-351.0	-1033.8
1	8.84	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-310.0	-908.2
1	8.84	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-516.8	-908.2
1	9.95	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-475.8	-753.0
1	9.95	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-677.2	-753.0
1	10.55	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-654.7	-555.0

2	0.50	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-214.5	14.5	-105.7
2	3.70	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-294.4	76.7	-92.4
2	6.90	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-374.4	234.0	305.0
2	0.50	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-731.8	-204.7	-1092.4
2	3.70	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-839.7	-205.9	-721.1
2	6.90	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-947.7	-178.7	-978.5
3	0.50	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	73.1	-148.2	359.8
3	3.01	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	39.5	-28.7	950.9
3	5.53	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	9.2	108.1	1194.5
3	8.04	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.6	347.7	872.5
3	10.55	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.6	644.2	-38.4
3	0.50	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-112.7	-623.0	-738.8
3	3.01	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-112.7	-326.6	119.1
3	5.53	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-124.5	-30.1	293.7
3	8.04	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-161.8	71.9	-82.4
3	10.55	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-200.7	173.9	-883.3
4	0.50	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-192.2	106.9	1012.1
4	3.70	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-272.2	97.9	710.3
4	6.90	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-352.2	37.4	1041.2
4	0.50	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-710.6	-84.1	-253.1
4	3.70	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-818.6	-191.2	73.2
4	6.90	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-926.5	-391.1	88.3

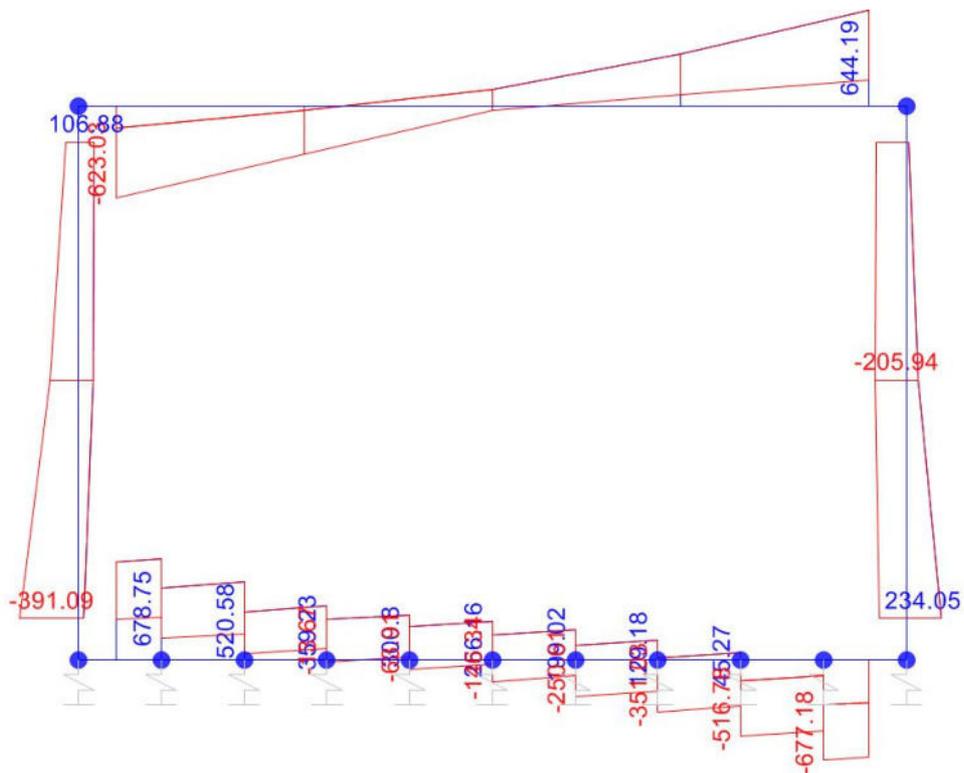


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	678.7	1081.3
02	0.0	0.0	1126.2
03	-192.2	391.1	1092.4
04	73.1	644.2	883.3
05	73.1	0.0	1194.5
06	-352.2	391.1	1041.2

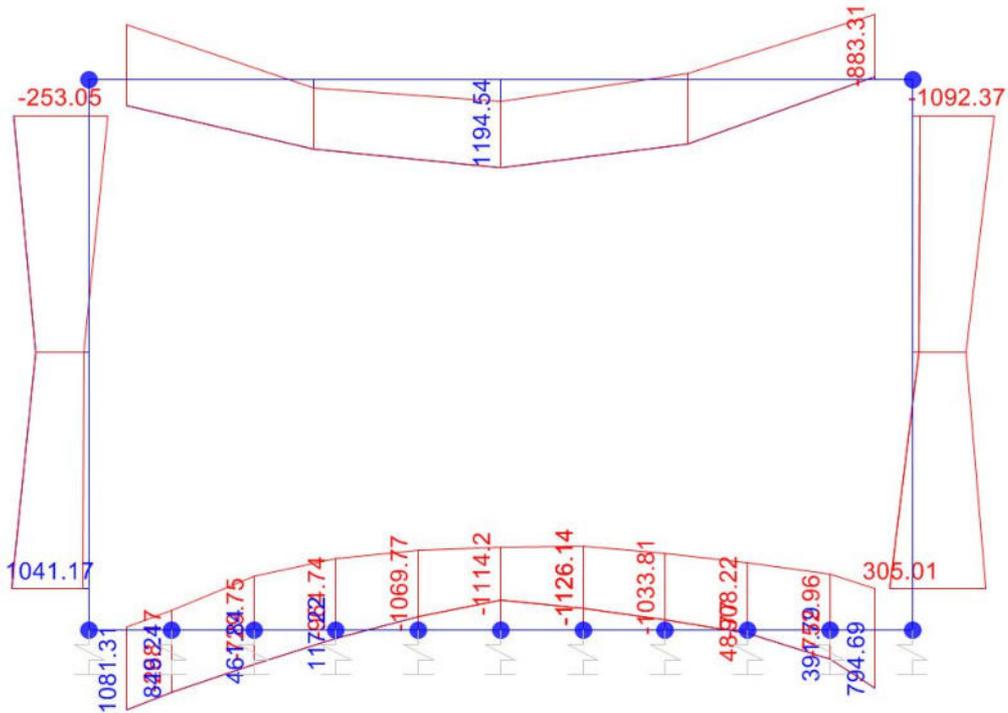
Diagrammi di involucro delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU/SLV



Sforzo normale



Taglio



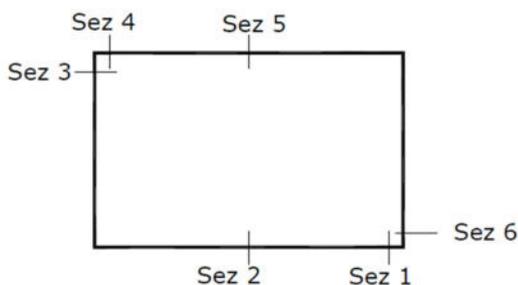
Momento Flettente

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.

9.3.2. Inviluppo SLE (rara)

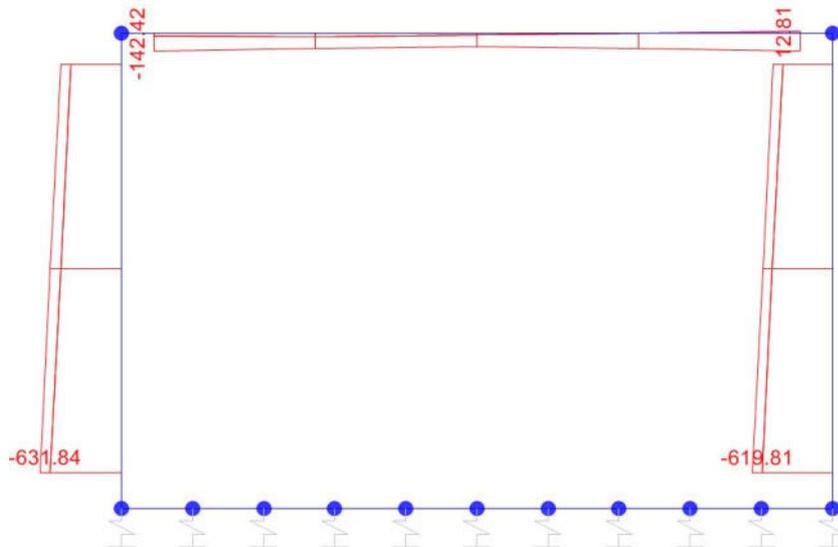
USCITA SAP - INVILUPPO SLE RARA							
Text Frame	m Station	Text OutputCase	Text CaseType	Text StepType	KN P	KN V2	KN-m M3
1	0.5	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	425.2	511.2
1	1.105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	441.8	249.0
1	1.105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	309.2	249.0
1	2.21	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	339.6	-109.5
1	2.21	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	202.6	-109.5
1	3.315	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	232.9	-350.1
1	3.315	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	138.6	-350.1
1	4.42	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	169.0	-520.1
1	4.42	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	71.5	-520.1
1	5.525	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	101.9	-581.8
1	5.525	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	1.2	-581.8
1	6.63	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	31.6	-458.9
1	6.63	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-72.6	-458.9
1	7.735	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-42.2	-263.5
1	7.735	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-150.3	-263.5
1	8.84	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-120.0	-0.8
1	8.84	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-288.4	-0.8
1	9.945	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-258.0	371.9
1	9.945	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-423.5	371.9
1	10.55	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-406.9	636.2
1	0.5	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	404.1	-33.0
1	1.105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	420.8	-282.5
1	1.105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	245.6	-282.5
1	2.21	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	275.9	-575.0
1	2.21	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	100.4	-575.0
1	3.315	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	130.7	-719.0
1	3.315	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	19.4	-719.0
1	4.42	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	49.8	-779.8
1	4.42	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-56.0	-779.8
1	5.525	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-25.6	-766.4
1	5.525	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-126.4	-766.4
1	6.63	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-96.0	-724.2
1	6.63	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-192.0	-724.2
1	7.735	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-161.6	-660.8
1	7.735	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-252.9	-660.8
1	8.84	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-222.5	-511.4
1	8.84	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-352.5	-511.4
1	9.945	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-322.1	-209.5
1	9.945	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-445.2	-209.5
1	10.55	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-428.5	47.5

2	0.5	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-385.7	32.9	-165.1
2	3.7	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-465.7	83.0	-319.4
2	6.9	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-545.7	177.2	-248.7
2	0.5	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-459.9	-128.3	-708.0
2	3.7	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-539.8	-76.2	-420.2
2	6.9	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-619.8	-1.4	-743.7
3	0.5	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-27.1	-336.9	-88.1
3	3.0125	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-31.8	-156.6	539.4
3	5.525	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-17.9	29.8	752.0
3	8.0375	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-4.0	216.1	620.3
3	10.55	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	12.8	402.5	23.1
3	0.5	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-142.4	-414.5	-610.5
3	3.0125	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-123.9	-228.2	136.2
3	5.525	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-105.3	-41.8	432.9
3	8.0375	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-123.9	144.5	214.8
3	10.55	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-142.4	329.8	-562.3
4	0.5	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-392.9	127.4	759.0
4	3.7	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-472.8	99.4	430.2
4	6.9	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-552.8	38.9	628.9
4	0.5	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-471.9	6.3	263.9
4	3.7	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-551.9	-47.7	312.7
4	6.9	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-631.8	-154.0	182.4

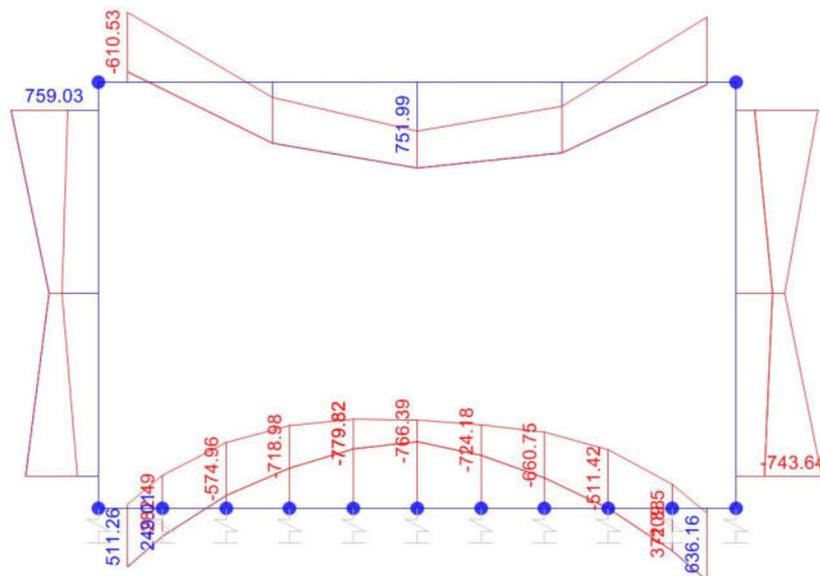


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	445.2	636.2
02	0.0	0.0	779.8
03	-385.7	177.2	759.0
04	12.8	414.5	610.5
05	12.8	0.0	752.0
06	-545.7	177.2	743.7

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.

.9.4. VERIFICHE SLU/SLV/SLE

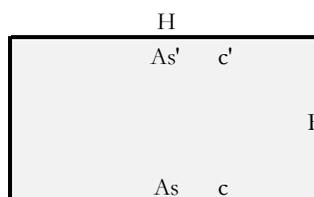
Oggetto:

Tombino SL03_63+637

Sezione n°. 01

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm
H	Altezza sezione rettangolare	1100 mm
c'	Copriferro armatura sup. compressa	40 mm
c	Copriferro armatura inf. Tesa	40 mm
d	Altezza utile = H-c	1060 mm
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	28 MPa
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	430 MPa
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	1081.3 kNm
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	678.7 kN
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm
Fi1	1° diametro armatura tesa	26
Fi2	2° diametro armatura tesa	
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq
As	Armatura inferiore tesa	5309 mmq
Fi Staffe	Diametro staffe	mm
s. Staffe	Passo staffe	150 mm
bracci	Numero Bracci staffe	2
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [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
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R
Msle	Momento di esercizio [(+)]	636.2 kNm
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk

Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	77%
Mrd	Momento ultimo resistente	2033 kNm	Coeff.Sfrutt.	53%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	440 kN	Coeff.Sfrutt.	154%
Vrd	Taglio ultimo resistente	886 kN		77%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-44 Mpa	Coeff.Sfrutt.	13%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	123 Mpa	Coeff.Sfrutt.	36%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-3 Mpa	Coeff.Sfrutt.	20%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	640 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.09 mm	Coeff.Sfrutt.	47%

Oggetto:

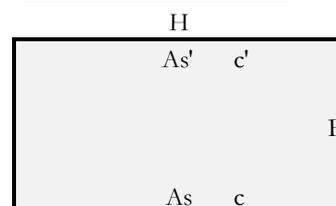
Tombino SL03_63+637

Sezione n°. 02

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	1100 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	40 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	40 mm	
d	Altezza utile = H-c	1060 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	28 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	430 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	1126.2 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	26	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0	
As'	Armatura superiore compressa	5309 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	5309 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe		
s. Staffe	Passo staffe	150 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0 mmq/m	0.00 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Mslc	Momento di esercizio [(+)]	779.8 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	60%
Mrd	Momento ultimo resistente	2037 kNm	Coeff.Sfrutt.	55%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	440 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Vrd	Taglio ultimo resistente	886 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-48 Mpa	Coeff.Sfrutt.	14%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	150 Mpa	Coeff.Sfrutt.	43%
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	651 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.12 mm	Coeff.Sfrutt.	60%

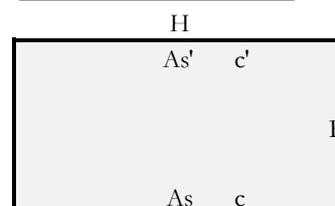
Oggetto:

Tombino SL03_63+637

Sezione n°. 03

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	1000 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	40 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	40 mm	
d	Altezza utile = H-c	960 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	28 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	430 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-192.2 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	1092.4 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	391.1 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	26	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa		
As'	Armatura superiore compressa	2655 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	5309 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe		
s. Staffe	Passo staffe	333 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0 mmq/m	0.00 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msle	Momento di esercizio [(+)]	759.0 kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-385.7 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck	
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk	

Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	88%
Mrd	Momento ultimo resistente	1917 kNm	Coeff.Sfrutt.	57%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	446 kN	Coeff.Sfrutt.	88%
Vrd	Taglio ultimo resistente	446 kN	Coeff.Sfrutt.	88%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-69 Mpa	Coeff.Sfrutt.	20%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	134 Mpa	Coeff.Sfrutt.	39%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-5 Mpa	Coeff.Sfrutt.	31%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	604 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.10 mm	Coeff.Sfrutt.	52%

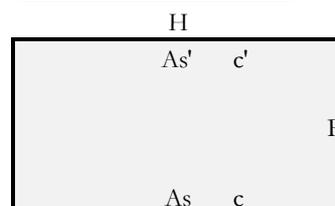
Oggetto:

Tombino SL03_63+637

Sezione n°. 04

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000	mm	
H	Altezza sezione rettangolare	1000	mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	40	mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	40	mm	
d	Altezza utile = H-c	960	mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	28	MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	430	MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	73.1	kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	883.3	kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	644.2	kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0	kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	26		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10		
n2	N°. Barre 2° armatura tesa			
As'	Armatura superiore compressa	5309	mmq	
As	Armatura inferiore tesa	5309	mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe		mm	
s. Staffe	Passo staffe	200	mm	
bracci	Numero Bracci staffe	5		
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5	[range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°		
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0	mmq/m	0.00 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Msle	Momento di esercizio [(+)]	610.5	kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	12.8	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	73%
Mrd	Momento ultimo resistente	1805	kNm	Coeff.Sfrutt.	49%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	408	kN	Coeff.Sfrutt.	158%
Vrd	Taglio ultimo resistente	886	kN	Coeff.Sfrutt.	73%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0	kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-43	Mpa	Coeff.Sfrutt.	13%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	131	Mpa	Coeff.Sfrutt.	38%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-3	Mpa	Coeff.Sfrutt.	20%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0	Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	543	kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.13	mm	Coeff.Sfrutt.	64%

Oggetto:

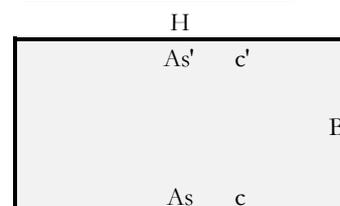
Tombino SL03_63+637

Sezione n°. 05

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	1000 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	40 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	40 mm	
d	Altezza utile = H-c	960 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	28 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	430 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	73.1 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	1194.5 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	26	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0	
As'	Armatura superiore compressa	5309 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	5309 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	mm	
s. Staffe	Passo staffe	150 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [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 [(+)]	752.0 kNm	
Nslc	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	12.8 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	82%
Mrd	Momento ultimo resistente	1805 kNm	Coeff.Sfrutt.	66%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	408 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Vrd	Taglio ultimo resistente	886 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-53 Mpa	Coeff.Sfrutt.	15%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	161 Mpa	Coeff.Sfrutt.	47%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-4 Mpa	Coeff.Sfrutt.	25%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	543 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.16 mm	Coeff.Sfrutt.	82%

Oggetto:

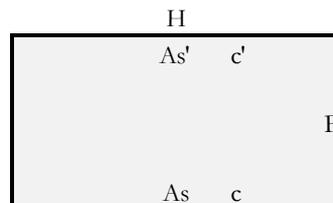
Tombino SL03_63+637

Sezione n°. 06

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	1000 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	40 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	40 mm	
d	Altezza utile = H-c	960 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	28 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	430 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-352.2 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	1041.2 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	391.1 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	20	
Fi2	2° diametro armatura tesa	26	
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	5 Armatura tesa filante	1571 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	5 Armatura di raffittim.	2655 mmq
As'	Armatura superiore compressa	2655 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	4225 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	0 mm	
s. Staffe	Passo staffe	333 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0 mmq/m	0.00 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msle	Momento di esercizio [(+)]	743.7 kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-545.7 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck	
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk	

Geometria della Sezione:



Dati di Output:

SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	89%
Mrd	Momento ultimo resistente	1623 kNm	Coeff.Sfrutt.	64%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	438 kN	Coeff.Sfrutt.	89%
Vrd	Taglio ultimo resistente	438 kN	Coeff.Sfrutt.	89%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-74 Mpa	Coeff.Sfrutt.	21%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	146 Mpa	Coeff.Sfrutt.	42%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-6 Mpa	Coeff.Sfrutt.	33%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	619 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.11 mm	Coeff.Sfrutt.	54%

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	53%	55%	57%	49%	66%	64%
SLU	Ved/Vrd	77%	0%	88%	73%	0%	89%
SLE	(sigse/sigsr)s	13%	14%	20%	13%	15%	21%
SLE	(sigse/sigsr)i	36%	43%	39%	38%	47%	42%
SLE	(sigce/sigα)s	20%	22%	31%	20%	25%	33%
SLE	wk/wklim	47%	60%	52%	64%	82%	54%
	MAX	77%	60%	88%	73%	82%	89%
	MAX	89%					

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

Come è possibile vedere dalle verifiche sopra riportate, nel caso delle solette (Sezione 1, Sezione 2, Sezione 4 e Sezione 5) come valore della resistenza a taglio è stato inserito il valore ricavato al §8.1.2 (Vrd=886 kN), tali valori sono evidenziati in rosso nei tabulati di verifica.

Tale accorgimento permette di non compromettere i restanti coefficienti di sfruttamento non andando a modificare la geometria della sezione.

.10. CONCLUSIONI

In seguito agli interventi descritti al § 8 di tale elaborato si riescono ad ottenere valori dei coefficienti di sfruttamento tutti minori dell'unità, così come visibile nel paragrafo precedente, questo vuol dire che tutti gli elementi che costituiscono il sottopasso risultano verificati ai sensi delle attuali normative vigenti, e non risulta quindi necessaria la demolizione e ricostruzione di tale opera.