

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## U.O. INFRASTRUTTURE NORD

### PROGETTO DEFINITIVO

#### DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA

#### RADDOPPIO TRATTA FIUME TORTO – LERCARA DIRAMAZIONE LOTTO 1 + 2

SOTTOVIA

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383

Relazione di calcolo sottovia

SCALA:

-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
RS3Z	00	D	26	CL	SL2000	001	B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	C. INTEGRA	Gennaio 2020	M.SALLEOLINI	Gennaio 2020	A. BARRECA	Gennaio 2020	F. DE Maggiore 2020 ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD Det. Ing. Francesco Saponi Ordine degli Ingegneri della provincia di Roma n. 25372/Str.	
B	1° AGG. A CONSEGNA CSLLPP	C. INTEGRA	Maggio 2020	M.SALLEOLINI	Maggio 2020	A. BARRECA	Maggio 2020		

File: RS3Z00D26CLSL2000001B

n. Elab.:

## INDICE

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2. DESCRIZIONE .....</b>	<b>4</b>
<b>3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
<b>4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>6</b>
<b>5. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI .....</b>	<b>8</b>
5.1 Profondità della falda.....	8
<b>6. ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>9</b>
6.1 Pesì propri.....	9
6.2 Permanenti non strutturali.....	9
6.3 Carichi mobili (traffico ferroviario).....	10
6.4 Azione di avviamento / frenatura .....	13
6.5 Azione di serpeggio .....	13
6.6 Azione del sisma.....	13
6.7 Ritiro del calcestruzzo .....	16
6.8 Variazione termica.....	16
6.9 Spinta statica del terreno.....	16
6.10 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale .....	17
6.11 Incremento di Spinta in condizioni sismiche.....	17
<b>7. COMBINAZIONE DEI CARICHI.....</b>	<b>18</b>
<b>8. VERIFICHE STRUTTURALI .....</b>	<b>20</b>
8.1 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pressoflessione.....	20
8.2 Verifica agli stati limite ultimi a taglio.....	20
8.3 Verifica agli stati limite d’esercizio.....	22
<b>9. ANALISI STRUTTURALE .....</b>	<b>23</b>
9.1 Modellazione strutturale : Scatolare .....	23

9.2	Analisi dei carichi .....	25
9.3	Combinazioni.....	28
9.4	Sollecitazioni .....	31
9.5	Verifiche strutturali.....	35
9.5.1	Verifica piedritti .....	35
9.5.2	Verifica soletta superiore.....	41
9.5.3	Verifica soletta inferiore.....	47
<b>10.</b>	<b>INCIDENZA SCATOLARE .....</b>	<b>53</b>
<b>11.</b>	<b>DICHIARAZIONI SECONDO D.M. 17/01/2018 (P.TO 10.2) .....</b>	<b>54</b>
11.1	Tipo di analisi svolte.....	54
11.2	Origine e caratteristiche dei Codici di Calcolo.....	54
11.3	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.....	54

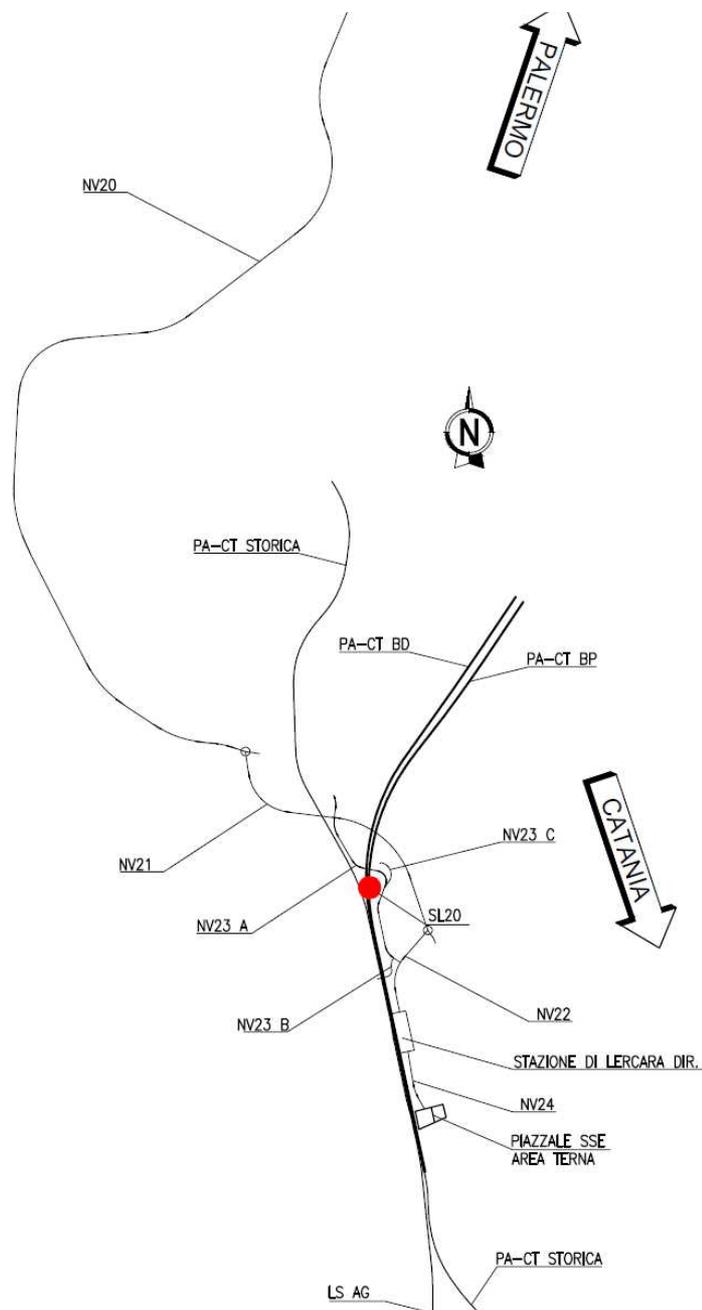
SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383  
*Relazione di calcolo sottovia*

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	3 di 56

## 1. PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi alla progettazione definitiva del collegamento Palermo-Catania, raddoppio tratta Fiumetorto-Lercara Diramazione, appartenente alla Direttrice ferroviaria Messina-Catania-Palermo.

Nella presente relazione è riportato il calcolo strutturale del sottopasso ferroviario SL20 al km 28+383.



## 2. DESCRIZIONE

La presente relazione ha per oggetto la verifica della sezione trasversale del sottovia scatolare di linea ferroviario avente le caratteristiche riportate nella seguente tabella:

Geometria del tombino			
Larghezza totale	Ltot	10.30	m
Altezza totale	Htot	7.40	m
Spessore soletta superiore	ss	0.90	m
Spessore piedritti	sp	0.90	m
Spessore soletta inferiore	sf	1.00	m
Luce libera	Lint	8.50	m
Altezza libera	Hint	5.50	m

Il tombino presenta un ricoprimento di circa 0.75 m in asse binario di progetto.

La struttura sarà realizzata in c.a. gettato in opera senza giunti intermedi.

Geometria del Ricoprimento			
Ballast+Armamento	Hb	0.78	m
Ricoprimento	Hsc	0.75	m
Imperm. più massetto cls sp. 5 cm	Hr	0.05	m

Si trascura a favore di sicurezza la presenza del riempimento interno.

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA–CATANIA–PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO–CATANIA</b> <b>RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA</b> <b>DIRAMAZIONE – LOTTO 1+2</b>												
SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383 <i>Relazione di calcolo sottovia</i>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>FASE-ENTE</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RS3Z</td> <td>00</td> <td>D 26</td> <td>CLSL2000001</td> <td>B</td> <td>5 di 56</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	5 di 56
COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	5 di 56								

### 3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali sono stati condotti nel rispetto delle seguenti normative:

- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP.: Istruzioni per l’applicazione dell’“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- Circolare 15 ottobre 1996, n.252 AA.GG./S.T.C.: Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996;
- RFI DTC SI MA IFS 001 B: “Manuale di progettazione delle opere civili” del 22/12/2017.
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 B: Sezione 2 – Ponti e Strutture

Riferimenti STI:

- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383  
*Relazione di calcolo sottovia*

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	6 di 56

#### 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

##### MAGRONE - C12/15

Descrizione	Simbolo	Formula	Unità di misura	Valore
Resistenza cubica a compressione	$R_{ck}$		N/mm <sup>2</sup>	15
Contenuto minimo cemento			kg/m <sup>3</sup>	150

##### CALCESTRUZZO CLASSE 30/37

Descrizione	Simbolo	Formula	Unità di misura	Valore
Resistenza cubica a compressione	$R_{ck}$		N/mm <sup>2</sup>	37.0
Resistenza cilindrica a compressione	$f_{ck}$	$0.83 * R_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	30.7
Resistenza cilindrica media a compressione	$f_{cm}$	$f_{ck}+8$	N/mm <sup>2</sup>	38.7
Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli	$\alpha_{cc} (t>28gg)$		-	0.85
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo	$\gamma_c$		-	1.5
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	$(\alpha_{cc} * f_{ck}) / \gamma_c$	N/mm <sup>2</sup>	17.4
Resistenza cilindrica media a trazione	$f_{ctm}$	$0.3 * (f_{ck})^{2/3}$	N/mm <sup>2</sup>	2.9
Resistenza cilindrica media a trazione	$f_{ctk}$	$0.7 * f_{ctm}$	N/mm <sup>2</sup>	2.1
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd}$	$f_{ctk} / \gamma_c$	N/mm <sup>2</sup>	1.4
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm}$	$1.2 * f_{ctm}$	N/mm <sup>2</sup>	3.5
Resistenza cilindrica caratteristica a trazione	$f_{ctk}$	$0.7 * f_{ctm}$	N/mm <sup>2</sup>	2.5
Modulo elastico	$E_{cm}$	$22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3}$	N/mm <sup>2</sup>	33019
Peso proprio	$\gamma_c$		N/m <sup>3</sup>	25000
Coefficiente di Poisson	$\nu$		-	0.2
Coefficiente di aderenza	$\eta$		-	1.0
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	$f_{bk}$	$2.25 * \eta * f_{ctk}$	N/mm <sup>2</sup>	4.6
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	$f_{bd}$	$f_{bk} / \gamma_c$	N/mm <sup>2</sup>	3.1

##### Acciaio ad aderenza migliorata B450C

Descrizione	Simbolo	Formula	Unità di misura	Valore
Resistenza caratteristica di rottura	$f_{t\ nom}$		N/mm <sup>2</sup>	540
Resistenza caratteristica a snervamento	$f_{y\ nom}$		N/mm <sup>2</sup>	450
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	$\gamma_s$		-	1.15
Resistenza di calcolo	$f_{yd}$	$f_{yk} / \gamma_s$	N/mm <sup>2</sup>	391.3
Modulo elastico	$E_s$		N/mm <sup>2</sup>	206000
<b>Tensioni di progetto del cls allo S.L.E.</b>				
Tensione massima di esercizio per l'acciaio	$\sigma_s$	$0.75 * f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	337.5

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare 21.01.2019, riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC.

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p elementi a piastra		cavi da c.a.p altri elementi	
Cmin	Co	ambiente	C≥Co	Cmin≤C<Co	C≥Co	Cmin≤C<Co	C≥Co	Cmin≤C<Co	C≥Co	Cmin≤C<Co
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Classe di esposizione: XA1

Copriferro di progetto: 50 mm

Condizioni ambientali: Aggressive

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica RARA per gli SLE dovrà risultare:

- $\delta_f \leq w_1$  per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 17.01.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2$  per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.01.2018.

Con  $\delta_f$  apertura delle fessure e  $w_1$  valore limite dell'apertura delle fessure.

$w_1 = 0.2$  mm

$w_2 = 0.3$  mm

$w_3 = 0.4$  mm

## 5. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Gli elaborati di riferimento sono:

GEOTECNICA																																				
Relazione geotecnica generale linea ferroviaria																		R	S	3	Z	0	0	D	2	6	G	E	O	C	0	0	0	0	0	1
Profilo longitudinale geotecnico linea ferroviaria - Tav. 1/2																		R	S	3	Z	0	0	D	2	6	F	7	O	C	0	0	0	0	0	1
Profilo longitudinale geotecnico linea ferroviaria - Tav. 2/2																		R	S	3	Z	0	0	D	2	6	F	7	O	C	0	0	0	0	0	2

Sulla base delle indagini svolte, sintetizzate nei profili geotecnici lungo linea, in corrispondenza della progressiva si evince la seguente stratigrafia:

### Terreno di fondazione

ZONA	SONDAGGIO DI RIFERIMENTO	PROFONDITA'	UNITA' TERRENO	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]			Cu [kPa]			c' [kPa]	Vs [m/s]			Vs,eq [m/s]	Categoria di sottosuolo	G <sub>0</sub> [MPa]			E <sub>i</sub> /E <sub>u</sub> [MPa]	
					max	min	di prog.	max	min	di prog.	di prog.	max	min	di prog.			max	min	di prog.	di prog.	di prog.
2	2SNV02 2SNV03	da 0 a 6m	C sup	21	35	24	30	350	7	80	27	489	129	324	460	B	488	34	70	64	61
		da 6 a 12m	C sup	21	35	24	30	350	7	150	27	489	129	324	460	B	488	34	100	120	87
		da 12 a 18m	C sup	21	35	24	30	350	7	280	27	489	129	324	460	B	488	34	180	224	156
		da 18 a 24m	Sa,2	21	35	21	31	0	0	0	0	385	226	338	460	B	302	104	200	173	173
		da 24 in poi	C inf	22	35	24	25	350	7	280	30	489	129	324	460	B	488	34	220	224	191

### 5.1 Profondità della falda

Ai fini dell'analisi dell'opera non si è considerata la presenza della falda idrica in quanto il livello di falda è posto al di sotto del piano di fondazione dell'opera.

## 6. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio e in presenza dell'evento sismico. Tutti i carichi elementari si riferiscono a un concio longitudinale di larghezza unitaria, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

### 6.1 Pesì propri

Il peso dei differenti elementi strutturali viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato.

- Soletta di copertura;
- Soletta di fondazione;
- Piedritti.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

Calcestruzzo armato:	$\gamma_{c.a.}$	= 25.00 kN/m <sup>3</sup>
Rilevato:	$\gamma_{ril}$	= 20.00 kN/m <sup>3</sup>
Ballast + armamento:	$\gamma_{ballast}$	= 18.00 kN/m <sup>3</sup>

### 6.2 Permanenti non strutturali

Il peso dei carichi permanenti in copertura è stato calcolato considerando i differenti spessori di ballast e supercompattato, ciascuno per il suo peso dell'unità di volume:

$$q_{pp} = h_b \gamma_b + h_{sc} \gamma_{sc}$$

dove:

- $h_b$  = spessore del ballast;
- $\gamma_b$  = peso specifico del ballast;
- $H_{sc}$  = spessore del super compattato;
- $\gamma_b$  = peso specifico del super compattato.

### 6.3 Carichi mobili (traffico ferroviario)

Per quanto attiene il sovraccarico ferroviario si applica il peggiore tra il carico verticale dovuto al treno SW/2 pari a 150 kN/m x 1 e il carico verticale dovuto al treno LM71 pari a 250 kN / 1.6 m x 1.1 = 172.0 kN/m uniformemente distribuito su una larghezza trasversale di calcolo fino a livello del piano d'asse della soletta di copertura.

Per ponti di categoria A si hanno i seguenti valori del coefficiente di adattamento.

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"	
	PONTI CAT. "A"	PONTI CAT. "B"
LM 71	1.1	0.83
SW / 0	1.1	0.83
SW / 2	1.0	0.83

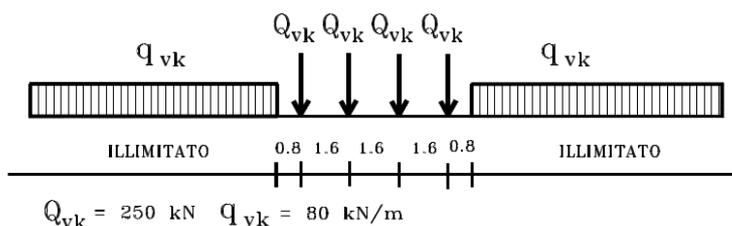
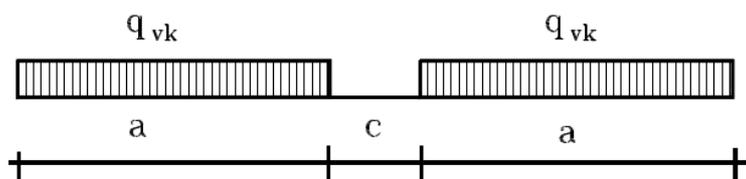


Figura 6.1 – Treno di carico LM71



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

Figura 6.2– Treno di carico SW

### Coefficiente di amplificazione dinamica $\Phi$ :

Le sollecitazioni e gli spostamenti determinati sulle strutture dall'applicazione statica dei treni di carico debbono essere incrementati per tener conto della natura dinamica del transito dei convogli.

Per linee a ridotto standard manutentivo  $\Phi$  sarà:

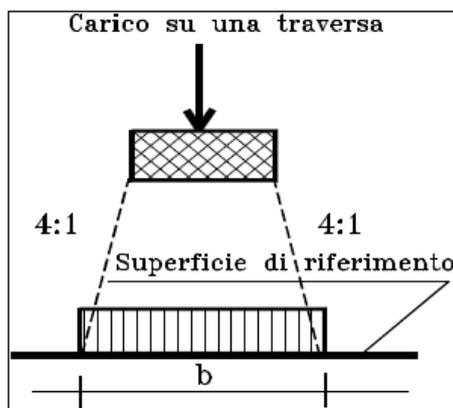
$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,73 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$$

Dove:

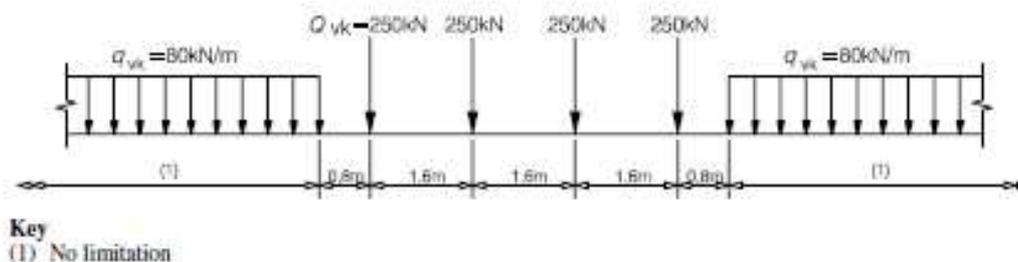
$L_\Phi$  rappresenta la lunghezza "caratteristica" in metri.

### Determinazione delle larghezze di diffusione dei carichi mobili:

La diffusione dei carichi attraverso ballast avviene con pendenza 4:1, attraverso il ricoprimento con angolo di attrito mentre, nella soletta in cls con pendenza 1:1.



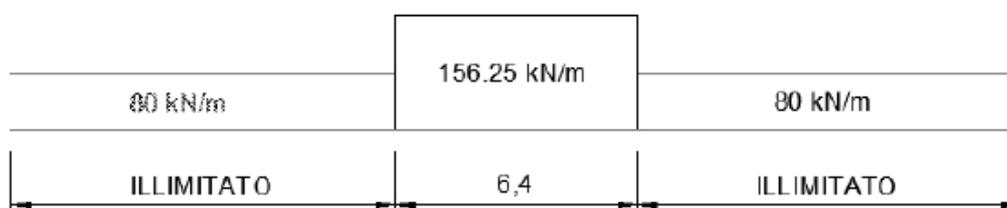
Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



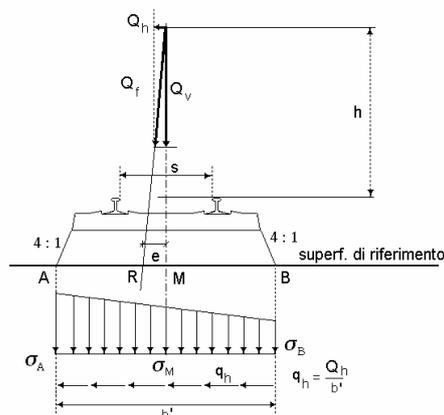
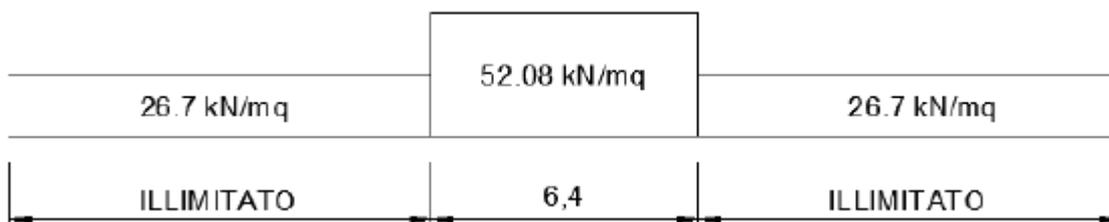
Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

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:

$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kN/m}$$



Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 3.0 m secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC:2010, si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:



#### **6.4 Azione di avviamento / frenatura**

Per ogni treno di carico si associano le azioni di avviamento e frenatura agenti sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze si considerano uniformemente distribuite sulla lunghezza di binario.

I valori caratteristici considerati sono i seguenti:

- Avviamento  $Q_{1a,k} = 33 \text{ [kN/m]} * L \text{ [m]}$  per LM71 ed SW2

#### **6.5 Azione di serpeggio**

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applicherà sia in rettilineo che in curva. Il valore caratteristico di tale forza sarà assunto pari a  $Q_{sk}=100 \text{ kN}$ . Tale valore deve essere moltiplicato per  $a$ , (se  $a>1$ ), ma non per il coefficiente  $F$ . Questa forza laterale deve essere sempre combinata con i carichi verticali.

Tale azione viene trascurata in quanto con un modello piano non si possono considerare gli effetti trasversali.

#### **6.6 Azione del sisma**

Per tutte le opere d'arte di progetto vengono utilizzati, a vantaggio di sicurezza, i seguenti valori:  $V_N=75$  anni e classe d'uso III a cui corrisponde un coefficiente d'uso  $C_U = 1.5$ .

La vita di riferimento  $V_R$  è quindi pari a 112.5 anni.

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

- Classe d'uso: III
- Coefficiente d'uso  $C_U = 1.5$
- Vita nominale  $V_N = 75$  anni
- Categoria di suolo: B
- Condizione topografica: T1
- Fattore di struttura  $q = 1$

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

I parametri per la determinazione dei punti dello spettro di risposta orizzontale e verticale sono riportati :

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 13.6057  
LATTITUDINE: 37.748

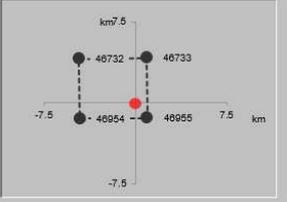
Ricerca per comune

REGIONE: Sicilia  
PROVINCIA: Palermo  
COMUNE: Lercara Friddi

Elaborazioni grafiche  
 Grafici spettri di risposta  
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche  
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

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

Interpolazione: superficie rigata



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Di seguito si riportano gli spettri di risposta orizzontale e verticale allo Stato limite di salvaguardia della vita SLV utilizzati per il calcolo dell'azione sismica. Con tale azione sismica agente, le forze risultanti trasmesse dall'impalcato al piano appoggi della spalla in corrispondenza della sommità del muro di testata sono riportate al paragrafo successivo, sotto le voci **Ex**, **Ey** ed **Ez**.

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

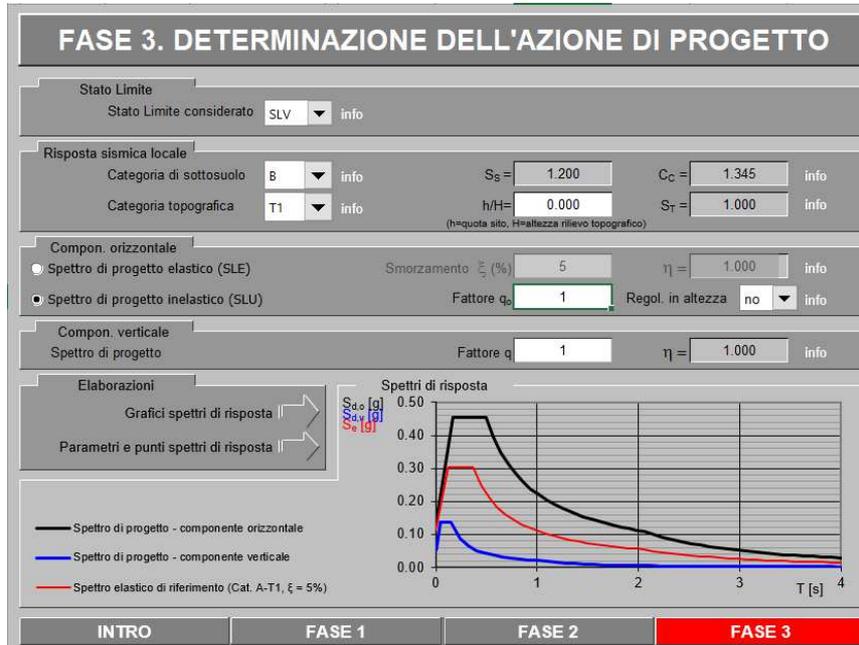
--□-- Strategia per costruzioni ordinarie

--■-- Strategia scelta

Strategia di progettazione



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3



Di seguito si riporta a titolo di esempio lo **spettro di progetto** per lo **Stato Limite di salvaguardia della Vita SLV** relativamente alle componenti **orizzontali**, con coefficiente di smorzamento strutturale canonico pari al 5%.

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

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
$a_s$	0.114 g
$F_s$	2.652
$T_c$	0.266 s
$S_T$	1.200
$C_c$	1.345
$S_T$	1.000
$q$	0.800

Parametri dipendenti	
$S$	1.200
$\eta_1$	1.250
$T_p$	0.164 s
$T_c$	0.492 s
$T_0$	2.056 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$S = S_1, S_2$  (NTC-09 Eq. 3.2.5)  
 $\eta_1 = \sqrt{10} \sqrt{(\xi + \xi_0)} \geq 0.55; \eta_1 = 1/q$  (NTC-09 Eq. 3.2.4, 3.2.3.5)  
 $T_{01} = T_c / 3$  (NTC-07 Eq. 3.2.4)  
 $T_c = C_c \cdot T_c^*$  (NTC-07 Eq. 3.2.7)  
 $T_{01} = 4.0 a_s / g + 1.6$  (NTC-07 Eq. 3.2.4)

**Espressioni dello spettro di risposta** (NTC-09 Eq. 3.2.4)

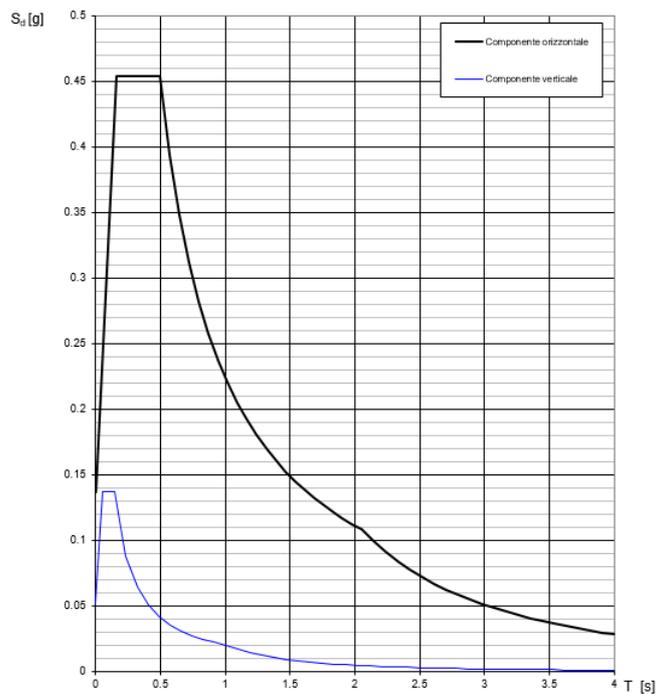
$0 \leq T < T_{01} \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta_1 \cdot E_s \left[ \frac{T}{T_{01}} + \frac{1}{\eta_1 E_s} \left( 1 - \frac{T}{T_{01}} \right) \right]$   
 $T_{01} \leq T < T_c \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta_1 \cdot E_s$   
 $T_c \leq T < T_p \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta_1 \cdot E_s \left( \frac{T_c}{T} \right)$   
 $T_p \leq T \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta_1 \cdot E_s \left( \frac{T_p T_c}{T} \right)$

La spettro di progetto  $S_d(T)$  per lo Stato Limite Ultimo è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  moltiplicandoli con  $\eta_1$ , dove  $q$  il fattore di struttura. (NTC-09 §3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

T [s]	$S_e$ [g]
0.000	0.137
0.164	0.453
0.492	0.453
0.567	0.294
0.641	0.348
0.716	0.312
0.790	0.283
0.865	0.258
0.939	0.233
1.013	0.220
1.088	0.205
1.162	0.192
1.237	0.180
1.311	0.170
1.386	0.161
1.460	0.153
1.535	0.146
1.609	0.139
1.684	0.132
1.758	0.127
1.832	0.122
1.907	0.117
1.982	0.113
2.056	0.109
2.149	0.099
2.241	0.091
2.334	0.084
2.426	0.078
2.519	0.072
2.611	0.067
2.704	0.063
2.797	0.059
2.889	0.055
2.982	0.052
3.074	0.049
3.167	0.046
3.259	0.042
3.352	0.041
3.445	0.039
3.537	0.037
3.630	0.035
3.722	0.033
3.815	0.032
3.907	0.030
4.000	0.029

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLV



## 6.7 Ritiro del calcestruzzo

Gli effetti del ritiro del calcestruzzo sono valutati impiegando i coefficienti indicati al punto 11.2.10.6 delle NTC2018. La deformazione totale da ritiro è data dalla somma della deformazione per ritiro da essiccamento e della deformazione da ritiro autogeno. Il ritiro è stato applicato mediante una variazione termica equivalente pari a 10°, ed un umidità relativa del 75% a 7 gg.

Il fenomeno del ritiro è stato applicato solo alla soletta di copertura nel caso dello scatolare mentre viene trascurato nel muro.

## 6.8 Variazione termica

La variazione termica applicata sulla struttura è pari a  $\Delta T = +15^{\circ}\text{C}$ , con un variazione termica a aggiuntiva a farfalla pari a  $\Delta T = +5^{\circ}\text{C}$  applicata sulla soletta di copertura. Per ricoprimenti superiori ad 1,5m non si applica alcuna variazione termica.

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 \times 10^{-6} = 0.00001$$

## 6.9 Spinta statica del terreno

Le spinte del terreno a monte degli elementi verticali sono calcolate con la teoria di Rankine, con distribuzione triangolare delle tensioni e conseguente risultante della spinta al metro pari a  $S = 1/2 \cdot k_0 \cdot \gamma \cdot H^2$ , applicata ad 1/3 dal basso.

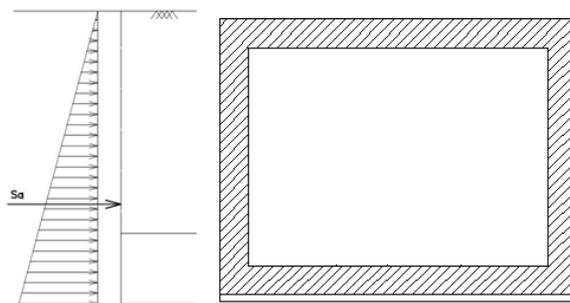


Figura 6.3 – Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno

La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta a riposo  $k_0 = 1 - \sin \phi'$ , dove  $\phi'$  è l'angolo di attrito assunto. In caso di falda il peso specifico del terreno è stato sostituito da quello efficace.

### 6.10 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale

Per considerare la presenza di un sovraccarico da traffico gravante a tergo, si considera un carico uniformemente distribuito. Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a  $S=q \cdot H$ , con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste.

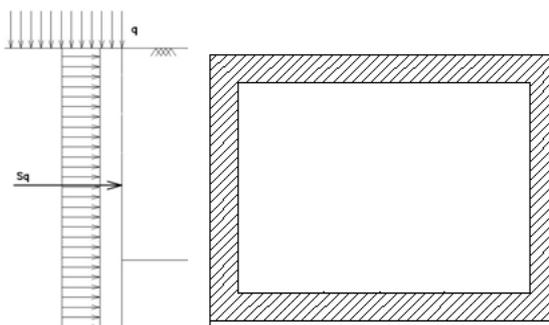


Figura 6.4– Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

### 6.11 Incremento di Spinta in condizioni sismiche

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovraspinta sismica è calcolata con la teoria di Wood, risultando in un valore di spinta al metro, distribuito uniformemente sull'intera altezza del piedritto, da applicare ad una quota pari ad  $H/2$ .

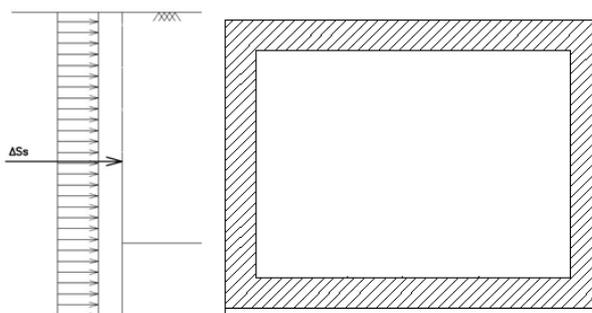


Figura 6.5– Schema per il calcolo degli effetti della sovraspinta sismica

## 7. COMBINAZIONE DEI CARICHI

In linea con quanto riportato nel quadro normativo vigente, le azioni descritte nei paragrafi precedenti, sono combinate nel modo seguente:

combinazione fondamentale (SLU):

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

combinazione sismica:

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

combinazione eccezionale:

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

combinazione Rara (SLE irreversibile):

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

combinazione Frequente (SLE reversibile):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella tabella seguente.

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	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

Azione dominante  
(1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi ( $\Phi, \alpha$ , ecc...)  
(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

*Tab. 1 – Valutazione dei carichi da traffico*

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali ed i coefficienti di combinazione  $\psi$  delle tabelle seguenti.

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.  
<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.  
<sup>(5)</sup> Aliquota di carico da traffico da considerare.  
<sup>(6)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(7)</sup> 1,20 per effetti locali

Tab. 2 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, Eccezionali e Sismica

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr2	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	gr3	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr4	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

(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  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tab. 3 – Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni

## 8. VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15.

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali e geotecniche condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

### 8.1 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-presso-flessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

### 8.2 Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM17/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento i seguenti valori della resistenza di calcolo:

- Resistenza di progetto dell'elemento privo di armatura a taglio:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

- Resistenza di progetto a "taglio trazione":

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

- Resistenza di progetto a "taglio compressione":

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v f_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383  
*Relazione di calcolo sottovia*

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	21 di 56

Nelle espressioni precedenti i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \text{ con } d \text{ in mm};$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02;$$

$A_{sl}$  è l'area dell'armatura tesa;

$b_w$  è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd};$$

$N_{Ed}$  è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

$A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo;

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$1 \leq \cot \vartheta \leq 2.5$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

$A_{sw}$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

$s$  è il passo delle staffe;

$\alpha$  è l'angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$v_{fd}$  è la resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $\nu=0.5$ );

$\alpha_c = 1$  coefficiente maggiorativo per membrature non compresse.

### 8.3 Verifica agli stati limite d'esercizio

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione.

Nel primo caso, si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

$$\sigma_c < 0.55 f_{ck} \text{ per combinazione di carico caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0.40 f_{ck} \text{ per combinazione di carico quasi permanente;}$$

$$\sigma_s < 0.75 f_{yk} \text{ per combinazione di carico caratteristica (rara).}$$

Nel secondo caso, si verifica che le aperture delle fessure siano inferiori al valore limite dell'apertura delle fessure nella combinazione caratteristica Rara. I valori nominali di riferimento sono:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

## 9. ANALISI STRUTTURALE

Le analisi sono state condotte mediante l'ausilio del SAP2000, un Codice di calcolo F.E.M. (Finite Element Method) capace di gestire analisi lineari e non lineari ed analisi sismiche con integrazione al passo delle equazioni nel tempo. Dal modello sono state dedotte, per le combinazioni di calcolo statiche e sismiche descritte in precedenza, le sollecitazioni complessive agenti sugli elementi strutturali al fine di procedere con le verifiche di sicurezza previste dalle Normative di riferimento.

Il calcolo della struttura è stato effettuato considerando una striscia di calcolo pari ad 1m disposta ortogonalmente all'asse longitudinale dello scatolare. In caso di obliquità  $\emptyset$  dello scatolare rispetto alla linea ferroviaria il calcolo è stato eseguito analizzando sempre una striscia di larghezza unitaria, assumendo però come luce di calcolo quella misurata in parallelo alla linea ferroviaria tra gli assi dei piedritti valutati lungo lo "spessore corrente" (spessore corrente=spessore piedritto/cos $\emptyset$ ). In tal caso le stesse verifiche di resistenza sono state condotte con riferimento allo spessore corrente.

Convenzione assi

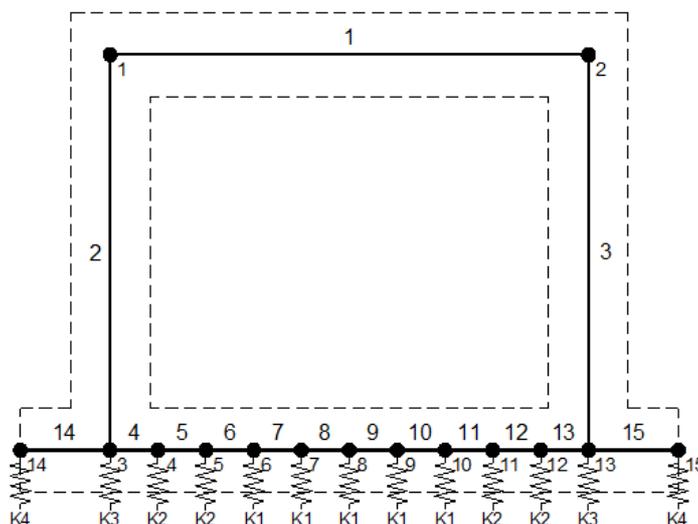
**x** = asse trasversale dello scatolare

**y** = asse longitudinale dello scatolare

**z** = asse verticale dello scatolare

### 9.1 Modellazione strutturale : Scatolare

Il modello di calcolo attraverso il quale viene discretizzata la struttura è quello di telaio chiuso. Per simulare il comportamento del terreno di fondazione vengono inserite molle alla Winkler.



La soletta inferiore viene divisa in elementi per poter schematizzare, tramite molle applicate, l'interazione terreno- struttura.

Per la definizione delle precedenti costanti si è fatto riferimento alla caratterizzazione geotecnica a disposizione.

I valori di resistenza del terreno assunti nei calcoli che seguono sono quelli riferiti al primo strato della tabella riportata al paragrafo 5.

Per la rigidezza delle molle, nell'opera in esame si considera un modulo di reazione verticale Kw pari a 1000 kN/m<sup>3</sup>. Tale valore viene valutato tramite la teoria di Bowles, note le dimensioni della fondazione dell'opera e il modulo elastico del terreno di fondazione:

$$k_n = \frac{E}{(1-\nu^2) \cdot B \cdot c_f}$$

Dove:

E	modulo elastico del terreno
$\nu$	coefficiente di Poisson
B	larghezza della fondazione
L	lato maggiore della fondazione
Ct	fattore di forma (Bowles, 1960)
Kw	coefficiente di sottofondo alla Winkler

Con questo valore si ricavano i valori delle singole molle:

Interasse molle	i	$(0.90/2 + 8.50 + 0.90/2) / 10 =$	0.94 m
Molle centrali	K1	$1000 \cdot 0.94 =$	940 kN/m
Molle intermedie	K2	$1.5 \cdot 1000 \cdot 0.94 =$	1 410 kN/m
Molle laterali	K3	$2.0 \cdot 1000 \cdot (0.94/2 + 0.90/2) =$	1 840 kN/m
Molle risolto	K4	-	0 kN/m

La rigidezza delle molle in corrispondenza dei piedritti è stata aumentata, seguendo le indicazioni riportate nella letteratura tecnica, al fine di tenere in conto l'irrigidimento apportato dai piedritti al solettone di fondo.

## 9.2 Analisi dei carichi

### Geometria

#### Caratteristiche materiali e terreno

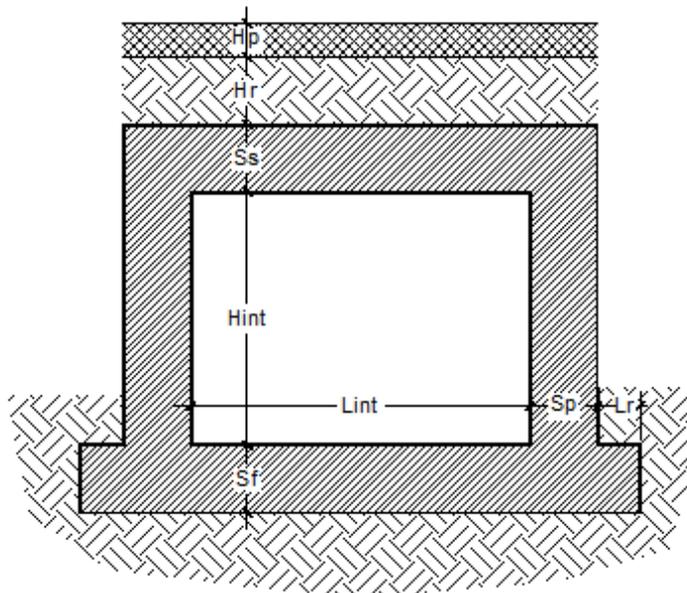
Calcestruzzo armato - Peso specifico	$\gamma$		25	kN/m <sup>3</sup>
Calcestruzzo armato - Tipo			C30/37	
Calcestruzzo armato - Res. caratt. cubica	$R_{ck}$		37	N/mm <sup>2</sup>
Calcestruzzo armato - Res. caratt. cilindrica	$f_{ck}$	$0.83 \cdot 37 =$	30.7	N/mm <sup>2</sup>
Calcestruzzo armato - Modulo elastico	$E$		33000	N/mm <sup>2</sup>
Ballast - Peso specifico	$\gamma_b$		18	kN/m <sup>3</sup>
Terreno del rilevato - Peso specifico	$\gamma$		20	kN/m <sup>3</sup>
Terreno del rilevato - Angolo di attrito	$\varphi$		35	°
Terreno di fondazione	$K_w$		1000	kN/m <sup>3</sup>
Condizioni ambientali per ver. a fessurazione			aggressive	

#### Ricoprimento

Spessore ballast+armamento	Hb	0.80	m
Spessore medio traversina+binario	Ht	0.40	m
Spessore ballast sotto la traversina		0.40	m
Spessore del rinterro	Hr	0.75	m

#### Geometria

Spessore soletta superiore	Ss	0.90	m
Spessore soletta di fondazione	Sf	1.00	m
Spessore piedritti	Sp	0.90	m
Altezza netta	Hint	5.50	m
Larghezza netta	Lint	8.50	m
Lunghezza risvolti sol. inf.	Lr	0.00	m



Tab. 4: Geometria del modello

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383  
*Relazione di calcolo sottovia*

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	26 di 56

### Azioni elementari applicate

#### **Carichi permanenti (Condizione *PERM*)**

Soletta superiore					
Peso ballast	Ps	$0.80 \cdot 18 =$		14.40	kN/m <sup>2</sup>
Peso del rinterro	Pr	$0.75 \cdot 20 =$		15.00	kN/m <sup>2</sup>
Totale				<b>29.40</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Risvolti soletta inferiore					
Peso ballast	Ps	-		0.00	kN/m <sup>2</sup>
Peso del rinterro	Pr	-		0.00	kN/m <sup>2</sup>
Totale				<b>0.00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

#### **Carichi accidentali sulla copertura LM71 (Condizioni *ACC-M71* e *ACC-T71*)**

Coefficiente dinamico					
Lunghezza caratteristica per coeff. din.	$L_{\phi}$	$= 1.3 \cdot 1/3 \cdot (5.95 + 9.40 + 5.95)$		9.23	m
Coefficiente dinamico	$\Phi_3$	$= 0.9 \cdot (2.16 / (\text{radq}(9.23) - 0.2) + 0.73)$		1.34	
Qvk					
Coefficiente di adattamento	$\alpha$			1.10	
Larghezza traversa	Lt			2.40	m
Impronta di carico y	Ld1	$2.40 + 2 \times (0.40/4 + 0.75 \times \text{TAN}(35^\circ) + 0.90/2) =$		4.55	m
Impronta di carico x	Ld2	$0.8 + 1.6 + 1.6 + 1.6 + 0.8 =$		6.40	m
Carico Qvk (totale)				1000	kN
Carico Qvk (ripartito)		$1.1 \cdot 1.34 \cdot 1000 / (4.55 \cdot 6.40) =$		<b>50.69</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
qvk					
Carico qvk				80	kN/m
Carico qvk (ripartito)		$1.1 \cdot 1.34 \cdot 80 / 4.55 =$		<b>25.95</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

#### **Carichi accidentali sulla copertura SW/2 (Condizioni *ACC-MSW* e *ACC-TSW*)**

Coefficiente di adattamento	$\alpha$			1.00	
Carico qvk				150	kN/m
Carico qvk (ripartito)		$1 \cdot 1.34 \cdot 150 / 4.55 =$		<b>44.24</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

Per il calcolo della lunghezza caratteristica si fa riferimento a:

Caso 5.3 pag. 41 di 481 Manuale Parte II - Sezione II - Ponti

SL20 - Sottovia scatolare - km 28+383  
*Relazione di calcolo sottovia*

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	27 di 56

**Avviamento e frenatura (Condizione *AVV*)**

Q1ak (= 33 / Ld1) 33 / 4.55 = **7.25 kN/m<sup>2</sup>**

**Azione termica (Condizione *TERM*)**

Variazione termica uniforme	$\Delta T_U$		<b>15</b> °
Variazione termica a farfalla	$\Delta T_F$		<b>5</b> °
Variazione termica uniforme di calcolo	$\Delta T_{U*}$	15 / 2 =	7.50 °
Variazione termica a farfalla di calcolo	$\Delta T_{F*}$	5 / 2 =	2.50 °

**Ritiro (Condizione *RITIRO*)**

Ritiro applicato alla sol. Superiore  $\Delta T_R$  **-10** °

**Spinta del terreno (Condizioni *SPTSX* e *SPTDX*)**

K0		1 - sen (35°) =	0.426	
Spinta alla quota di estradosso sol. sup.	p1	0.426 · 29.40 =	12.54	kN/m <sup>2</sup>
Spinta in asse sol. sup.	p2	0.426 · (29.40 + 20 · 0.90/2) =	<b>16.37</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Spinta in asse sol. inf.	p3	0.426 · [29.40 + 20 · (0.90+5.50+1.00/2)] =	<b>71.38</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Spinta alla quota di intradosso sol. inf.	p4	0.426 · [29.40 + 20 · (0.90+5.50+1.00)] =	75.65	kN/m <sup>2</sup>
Spinta semispessore sol. sup.	F1	(12.54+16.37)/2 · 0.90/2	<b>6.51</b>	<b>kN/m</b>
Spinta semispessore sol. inf.	F2	(71.38+75.65)/2 · 1.00/2	<b>36.76</b>	<b>kN/m</b>

**Spinta del carico accidentale LM71 (Condizioni *SPACCSX* e *SPACCDX*)**

Spinta dovuta al q1 p 0.426 · 1.1 · 1000 / (4.55 · 6.40) = **16.11 kN/m<sup>2</sup>**

**Spinta del carico accidentale SW/2 (Condizioni *SPACCSX* e *SPACCDX*)**

Spinta dovuta al q1 p 0.426 · 1 · 150 / (4.55 · 6.40) = **2.20 kN/m<sup>2</sup>**

**Sisma orizzontale (Condizione *SISMAH*)**

Stato limite		Salvaguardia della vita - SLU -	SLV	
Vita nominale	$V_N$		<b>75</b>	anni
Classe d'uso			<b>III</b>	
Coefficiente $C_U$	$C_U$		1.5	
Periodo di riferimento	$V_R$		112.5	anni
Accelerazione orizzontale	$a_g/g$		<b>0.114</b>	
Amplificazione spettrale	$F_o$		<b>2.652</b>	
Categoria sottosuolo		A, B, C, D, E	<b>B</b>	
Coeff. Amplificazione stratigrafica	$S_s$		1.200	
Coeff. Amplificazione topografica	$S_t$		<b>1</b>	
Coefficiente S	$S$	= $S_s \cdot S_t$	1.200	
accelerazione orizzontale max	$a_{max}/g$	= $a_g/g \cdot S$	0.137	
Fattore di struttura	q		<b>1.00</b>	
Coeff. sismico orizzontale	$k_h$	= $a_{max}/g$	0.137	
Coeff. sismico verticale	$k_v$	= $\pm 0.5 \cdot k_h$	0.068	

Carico accidentale totale gravante sulla cop. 1.1 · 1000 / (4.55 · 6.40) · 6.40 + 1.1 · 80 / 4.55 · 10.30 = 440.9 kN/m

Forza orizz. sulla sol. di cop. FHs 0.137 · (0.90 · 25 + 29.40 + 0.2 · 440.9 / 9.40) / 1.00 = **8.38 kN/m<sup>2</sup>**

Forza orizz. sui piedritti FHp 0.137 · (0.90 · 25) / 1.00 = **3.08 kN/m<sup>2</sup>**

**Sisma verticale (Condizione *SISMAV*)**

Forza vert. sulla sol. di cop. FVs 0.068 · (0.90 · 25 + 29.40 + 0.2 · 440.9 / 9.40) / 1.00 = **4.19 kN/m<sup>2</sup>**

**Spinta del terreno in fase sismica (Condizione *SPSDX*)**

Risultante della spinta sismica	$\Delta S_E$	= (amax/g) · $\gamma$ · (Hint+Ss+Sf+Hb+Hr) <sup>2</sup> = 0.137 · 20 · 8.95 <sup>2</sup>	219.2	kN/m
Pressione risultante	$\Delta p_E$	= $\Delta S_E / H$ = 219.2 / 6.45	<b>33.98</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>



SL20 - Sottovia scatolare - km 28+383  
Relazione di calcolo sottovia

COMMESSA LOTTO FASE-ENTE DOCUMENTO REV. FOGLIO  
RS3Z 00 D 26 CLSL2000001 B 29 di 56

N	PERM	PERM-G2	ACC-M71	ACC-T71	AVV	SPTSX	SPTDX	SPOSX71	SPQDX71	TERM	RIIRO	SISMAH	SISMAV	SPSDX	ACC-SW	SPOSXSW	SPQDXSW	
68	68S3-24S	1.35	1.5	0	0	1.45	1.00	1.00	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	1.45	0	0
69	69S3-25S	1.35	1.5	0	0	1.45	1.35	1.35	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	1.45	1.16	1.16
70	70S3-26S	1.35	1.5	0	0	1.45	1.00	1.35	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	1.45	0	1.16
71	71SS1--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	0.5	0	1	0.3	1	0	0	0
72	72SS2--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	0.5	0	1	-0.3	1	0	0	0
73	73SS3--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	0.5	0	0.3	1	0.3	0	0	0
74	74SS4--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	0.5	0	0.3	-1	0.3	0	0	0
75	75SS5--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	-0.5	1	1	0.3	1	0	0	0
76	76SS6--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	-0.5	1	1	-0.3	1	0	0	0
77	77SS7--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	-0.5	1	0.3	1	0.3	0	0	0
78	78SS8--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	-0.5	1	0.3	-1	0.3	0	0	0
79	79SS9S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	0.5	0	1	0.3	1	0.2	0	0.2
80	80SS10S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	0.5	0	1	-0.3	1	0.2	0	0.2
81	81SS11S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	0.5	0	0.3	1	0.3	0.2	0	0.2
82	82SS12S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	0.5	0	0.3	-1	0.3	0.2	0	0.2
83	83SS13S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	-0.5	1	1	0.3	1	0.2	0	0.2
84	84SS14S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	-0.5	1	1	-0.3	1	0.2	0	0.2
85	85SS15S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	-0.5	1	0.3	1	0.3	0.2	0	0.2
86	86SS16S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	-0.5	1	0.3	-1	0.3	0.2	0	0.2
87	87R3-11M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	0.6	0	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0
88	88R3-11T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	0.6	0	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0
89	89R3-12M	1	1	0.8	0	0.8	1	1	0.8	0.8	0.6	0	0	0	0	0	0	0
90	90R3-12T	1	1	0	0.8	0.8	1	1	0.8	0.8	0.6	0	0	0	0	0	0	0
91	91R3-13M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	1	0	0.8	0.6	0	0	0	0	0	0	0
92	92R3-13T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	1	0	0.8	0.6	0	0	0	0	0	0	0
93	93R3-14S	1	1	0	0	0.8	0.6	0.6	0	0	0.6	0	0	0	0	0.8	0	0
94	94R3-15S	1	1	0	0	0.8	1	1	0	0	0.6	0	0	0	0	0.8	0.8	0.8
95	95R3-16S	1	1	0	0	0.8	0.6	1	0	0	0.6	0	0	0	0	0.8	0	0.8
96	96R3-21M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	0.6	0	0	-0.6	1	0	0	0	0	0	0
97	97R3-21T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	0.6	0	0	-0.6	1	0	0	0	0	0	0
98	98R3-22M	1	1	0.8	0	0.8	1	1	0.8	0.8	-0.6	1	0	0	0	0	0	0
99	99R3-22T	1	1	0	0.8	0.8	1	1	0.8	0.8	-0.6	1	0	0	0	0	0	0
100	100R3-23M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	1	0	0.8	-0.6	1	0	0	0	0	0	0
101	101R3-23T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	1	0	0.8	-0.6	1	0	0	0	0	0	0
102	102R3-24S	1	1	0	0	0.8	0.6	0.6	0	0	-0.6	1	0	0	0	0.8	0	0
103	103R3-25S	1	1	0	0	0.8	1	1	0	0	-0.6	1	0	0	0	0.8	0.8	0.8
104	104R3-26S	1	1	0	0	0.8	0.6	1	0	0	-0.6	1	0	0	0	0.8	0	0.8
105	105R1T11M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	0.6	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
106	106R1T11T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	0.6	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
107	107R1T12M	1	1	0.8	0	0.8	1	1	0.8	0.8	1	0	0	0	0	0	0	0
108	108R1T12T	1	1	0	0.8	0.8	1	1	0.8	0.8	1	0	0	0	0	0	0	0
109	109R1T13M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	1	0	0.8	1	0	0	0	0	0	0	0
110	110R1T13T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	1	0	0.8	1	0	0	0	0	0	0	0
111	111R1T14S	1	1	0	0	0.8	0.6	0.6	0	0	1	0	0	0	0	0.8	0	0
112	112R1T15S	1	1	0	0	0.8	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0.8	0.8	0.8
113	113R1T16S	1	1	0	0	0.8	0.6	1	0	0	1	0	0	0	0	0.8	0	0.8
114	114R1T21M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	0.6	0	0	-1	1	0	0	0	0	0	0
115	115R1T21T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	0.6	0	0	-1	1	0	0	0	0	0	0
116	116R1T22M	1	1	0.8	0	0.8	1	1	0.8	0.8	-1	1	0	0	0	0	0	0
117	117R1T22T	1	1	0	0.8	0.8	1	1	0.8	0.8	-1	1	0	0	0	0	0	0
118	118R1T23M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	1	0	0.8	-1	1	0	0	0	0	0	0
119	119R1T23T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	1	0	0.8	-1	1	0	0	0	0	0	0
120	120R1T24S	1	1	0	0	0.8	0.6	0.6	0	0	-1	1	0	0	0	0.8	0	0
121	121R1T25S	1	1	0	0	0.8	1	1	0	0	-1	1	0	0	0	0.8	0.8	0.8
122	122R1T26S	1	1	0	0	0.8	0.6	1	0	0	-1	1	0	0	0	0.8	0	0.8

dove:

**PERM** : carichi permanenti

**PERM-G2** : carichi permanenti non strutturali

**ACC-M71** : carichi da traffico concentrato LM71 (disposizione per massimizzare il momento)

**ACC-T71** : carichi da traffico concentrato LM71(disposizione per massimizzare il taglio)

**ACC-SW** : carichi da traffico concentrato SW/2

**AVV** : avviamento

**SPTSx** : spinta del terreno sulla parete sx



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO**  
**NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA**  
**RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA**  
**DIRAMAZIONE – LOTTO 1+2**

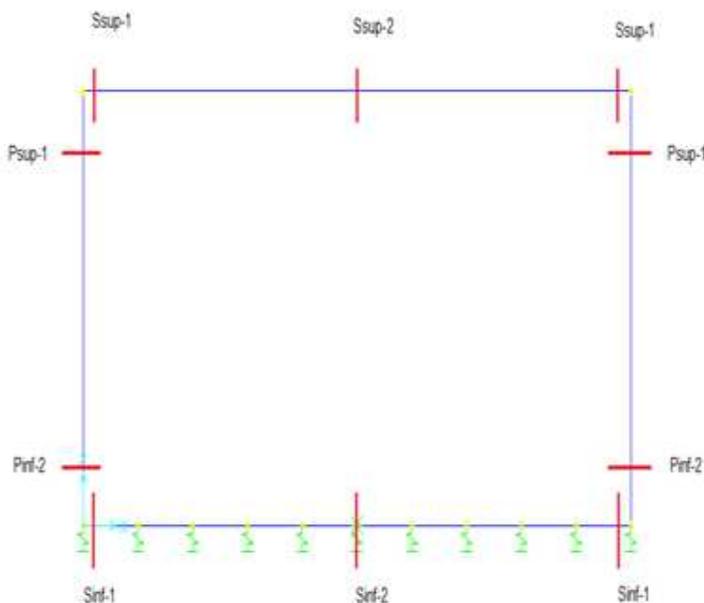
SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383  
*Relazione di calcolo sottovia*

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	30 di 56

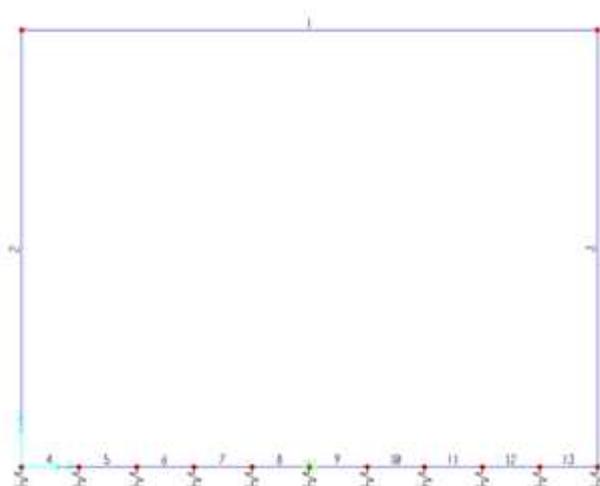
- SPTDx** : spinta del terreno sulla parete dx  
**SPQSx71** : spinta del carico accidentale LM71 sulla parete sx  
**SPQDx71** : spinta del carico accidentale LM71 sulla parete dx  
**TERM** : termica  
**RITIRO** : ritiro  
**SISMAH** : azione sismica  
**SISDX** : incremento sismico della spinta del terreno  
**SPQSxSW** : spinta del carico accidentale SW/2 sulla parete sx  
**SPQDxSW** : spinta del carico accidentale SW/2 sulla parete dx

## 9.4 Sollecitazioni

Nella successiva figura vengono rappresentate le sezioni dimensionate e verificate dello scatolare.



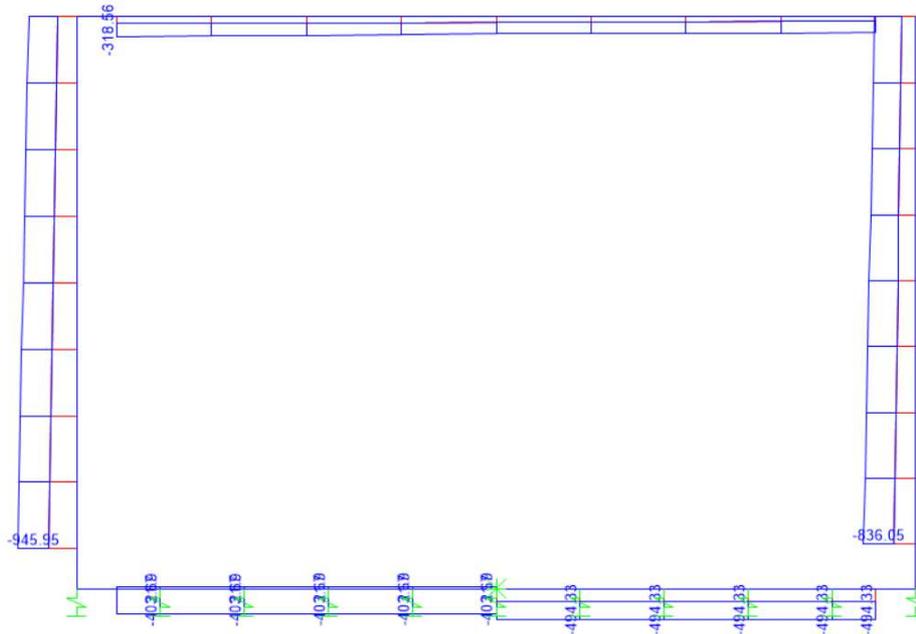
*Figura 9.1 - Sezioni di verifica*



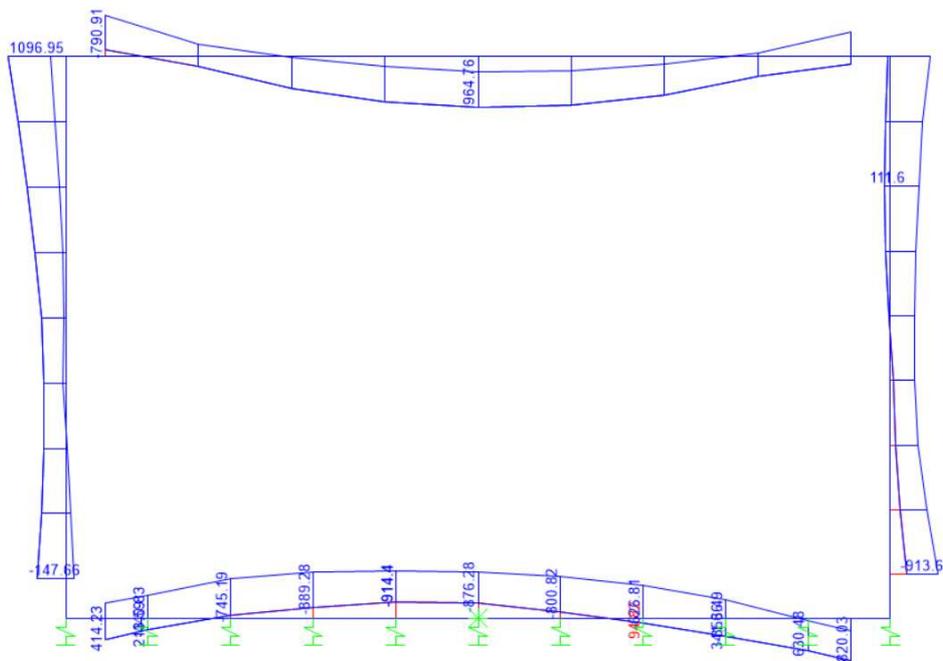
*Figura 9.2 - Nomenclatura frame*

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383  
*Relazione di calcolo sottovia*

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	32 di 56



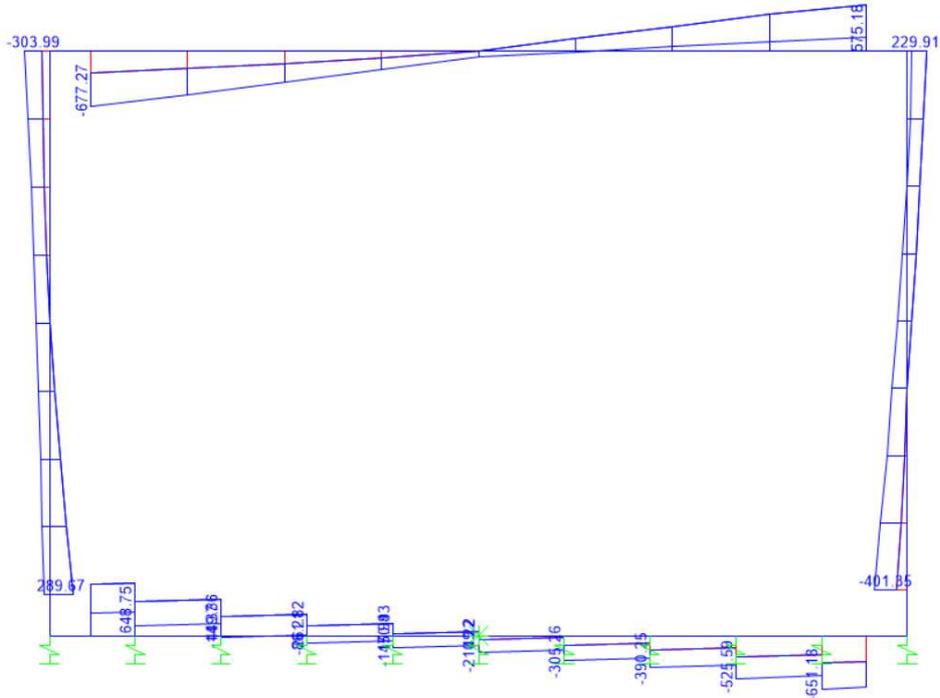
*Figura 9.3 - Sforzo Normale – Inviluppo SLU*



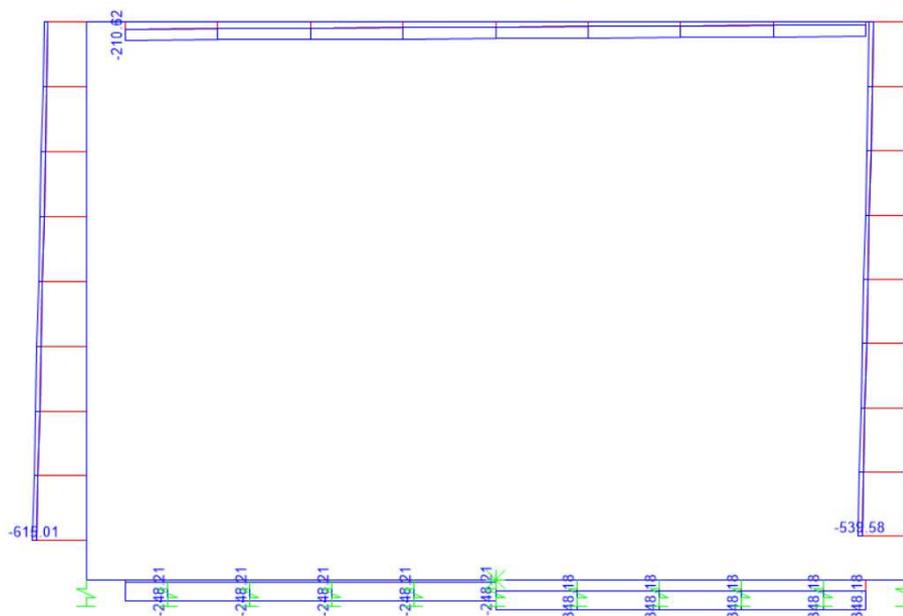
*Figura 9.4 - Momento flettente – Inviluppo SLU*

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383  
*Relazione di calcolo sottovia*

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	33 di 56



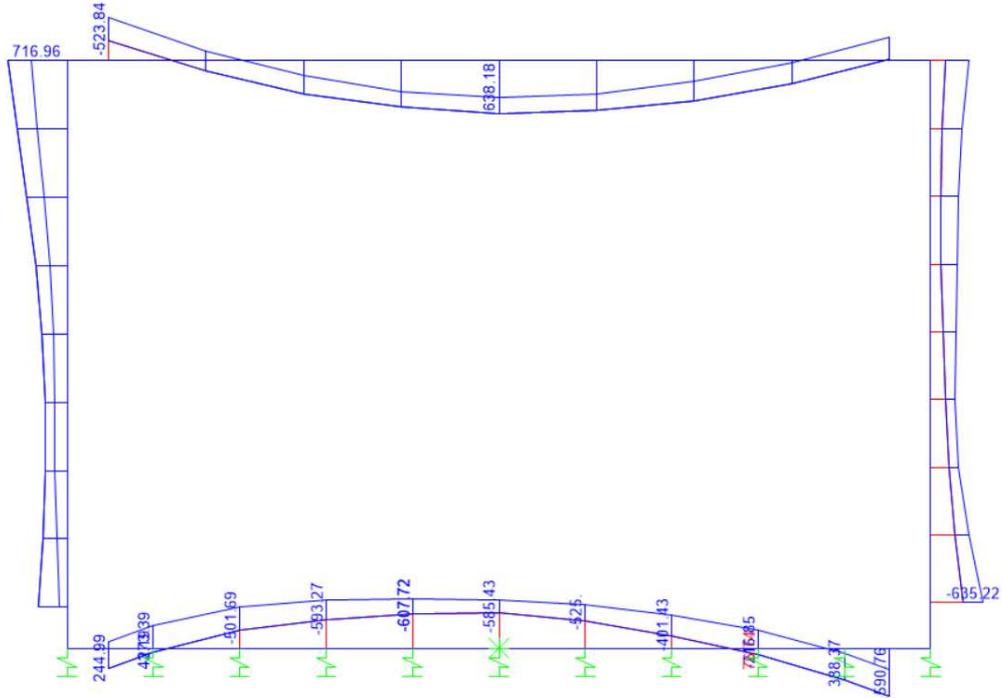
*Figura 9.5 - Taglio – Inviluppo SLU*



*Figura 9.6 - Sforzo Normale – Inviluppo SLE-Rara*

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383  
*Relazione di calcolo sottovia*

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	34 di 56



*Figura 9.7 - Momento flettente – Involuppo SLE-Rara*

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383  
*Relazione di calcolo sottovia*

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	35 di 56

## 9.5 Verifiche strutturali

### 9.5.1 Verifica piedritti

**Sezione: 90 x 100 cm**

Armatura a flessione:

- Sommità (Pied-Sommità)

Armatura tesa

$\phi$  26/20 +  $\phi$  26/40 cm

Armatura compressa

$\phi$  26/20 +  $\phi$  26/40 cm

- Spiccato (Pied-Spicc)

Armatura tesa

$\phi$  26/20 +  $\phi$  26/40 cm

Armatura compressa

$\phi$  26/20 +  $\phi$  26/40 cm

Armatura a taglio:

Spille  $\phi$  12/40x40 cm.

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383  
*Relazione di calcolo sottovia*

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	36 di 56

• Verifica a pressoflessione spiccato (Pied-Spicc)

Acciaio	
Tensione car. di rottura	$f_{tk} = 540$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione car. di snervamento	$f_{yk} = 450$ N/mm <sup>2</sup>
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391$ N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_s = 200000$ N/mm <sup>2</sup>
	$\epsilon_{yd} = 0.00196$

Calcestruzzo	
Tipo	C30/37
$R_{ck}$	37 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	30.71 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5
$f_{cd}$	20.5 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cc}$	17.4 N/mm <sup>2</sup>

copriferro	50	mm
staffe	10	mm
armat. sec.	10	mm

Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione h	= 90 cm
Base della sezione b	= 100 cm
Copriferro d'	= 8.3 cm
Altezza utile della sezione d	= 81.7 cm

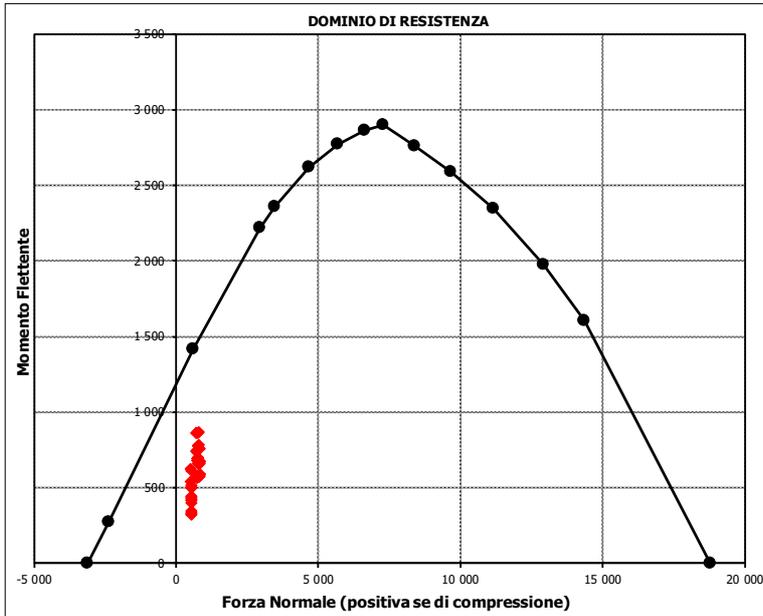
Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	26	26.55	cm <sup>2</sup>
2.5	26	13.27	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
<b>39.82 cm<sup>2</sup></b>			

Armatura compressa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	26	26.55	cm <sup>2</sup>
2.5	26	13.27	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
<b>39.82 cm<sup>2</sup></b>			

Caratteristiche di sollecitazione			
Comb.	Nsd [kN]	Msd [kNm]	
(Nmax) Fr_3St_23s	836	677	
(Nmin) Fr_3St_72s	354	682	
(Mmax) Fr_3St_66s	783	914	
(Mmin) Fr_3St_38s	551	321	

Caratteristiche di sollecitazioni

Comb.	Nsd	Msd			
01S1-11M	826	579	53S3-11M	810	650
02S1-11T	788	572	54S3-11T	771	643
03S1-12M	826	590	55S3-12M	810	660
04S1-12T	788	583	56S3-12T	771	653
05S1-13M	795	786	57S3-13M	779	856
06S1-13T	756	779	58S3-13T	740	850
07S1-14	551	344	59S3-14S	820	660
08S1-15	519	540	60S3-15S	820	663
09S1-16S	836	589	61S3-16S	807	746
10S1-17S	836	592	62S3-21M	810	735
11S1-18S	824	675	63S3-21T	771	728
12S1-19S	551	337	64S3-22M	810	744
13S1-20S	538	419	65S3-22T	771	737
14S1-21M	826	664	66S3-23M	783	914
15S1-21T	788	657	67S3-23T	744	907
16S1-22M	826	675	68S3-24S	820	745
17S1-22T	788	668	69S3-25S	820	748
18S1-23M	795	871	70S3-26S	808	827
19S1-23T	756	864	71SSS1--	366	689
20S1-24	551	429	72SSS2--	354	682
21S1-25	519	625	73SSS3--	420	469
22S1-26S	836	674	74SSS4--	381	445
23S1-27S	836	677	75SSS5--	366	744
24S1-28S	824	760	76SSS6--	354	736
25S1-29S	551	422	77SSS7--	420	524
26S1-30S	538	504	78SSS8--	381	500
27S1T11M	758	571	79SSS9S	370	674
28S1T11T	727	566	80SSS10S	358	667
29S1T12M	758	580	81SSS11S	424	454
30S1T12T	727	574	82SSS12S	385	430
31S1T13M	731	750	83SSS13S	370	728
32S1T13T	700	744	84SSS14S	358	721
33S1T14	551	327	85SSS15S	424	509
34S1T15	524	497	86SSS16S	385	485
35S1T16S	766	579			
36S1T17S	766	582			
37S1T18S	754	661			
38S1T19S	551	321			
39S1T20S	539	400			
40S1T21M	758	687			
41S1T21T	727	682			
42S1T22M	758	696			
43S1T22T	727	690			
44S1T23M	731	866			
45S1T23T	700	860			
46S1T24	551	443			
47S1T25	524	613			
48S1T26S	766	695			
49S1T27S	766	698			
50S1T28S	754	777			
51S1T29S	551	437			
52S1T30S	539	516			



SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383  
*Relazione di calcolo sottovia*

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	37 di 56

• Verifica a pressoflessione sommità (Pied-Sommità)

Acciaio	
Tensione car. di rottura	$f_{tk} = 540$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione car. di snervamento	$f_{yk} = 450$ N/mm <sup>2</sup>
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391$ N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_s = 200000$ N/mm <sup>2</sup>
	$\epsilon_{yd} = 0.00196$

Calcestruzzo	
Tipo	C30/37
Resistenza caratteristica	$R_{ck} = 37$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = 30.71$ N/mm <sup>2</sup>
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$
Resistenza di calcolo	$f_{ctd} = 20.5$ N/mm <sup>2</sup>
Coeff. di attrito	$\mu = 17.4$ N/mm <sup>2</sup>

copriferro	50	mm
staffe	10	mm
armat. sec	10	mm

Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 90$ cm
Base della sezione	$b = 100$ cm
Copriferro	$d' = 8.3$ cm
Altezza utile della sezione	$d = 81.7$ cm

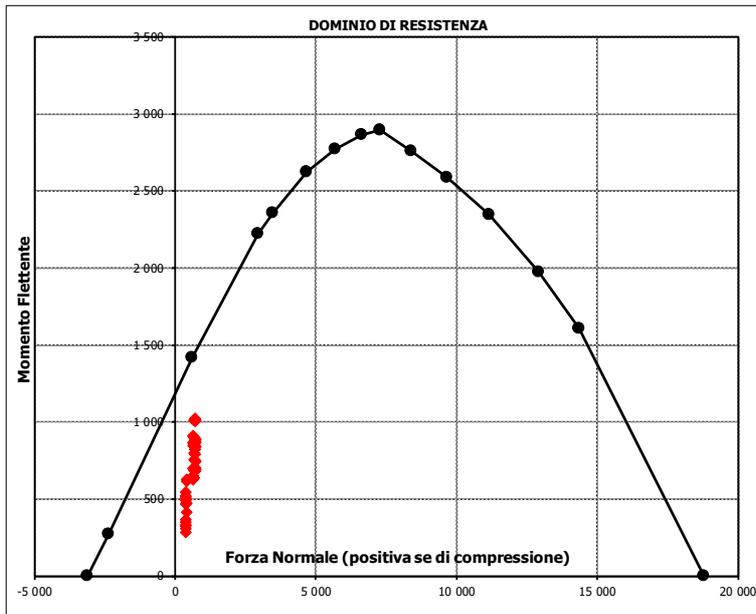
Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	cm <sup>2</sup>
5	26	26.55	cm <sup>2</sup>
2.5	26	13.27	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
<b>39.82 cm<sup>2</sup></b>			

Armatura compressa			
N° ferri	Diametro	Area	cm <sup>2</sup>
5	26	26.55	cm <sup>2</sup>
2.5	26	13.27	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
<b>39.82 cm<sup>2</sup></b>			

Caratteristiche di sollecitazione			
Comb.	Nsd [kN]	Msd [kNm]	
(Nmax)	Fr_2St_58S	764	1086
(Nmin)	Fr_2St_86S	307	382
(Mmax)	Fr_2St_57S	725	1097
(Mmin)	Fr_2St_51S	370	287

Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd	Msd		
01S1-11M	678	847	53S3-11M	694 924
02S1-11T	716	836	54S3-11T	732 913
03S1-12M	678	900	55S3-12M	694 976
04S1-12T	716	889	56S3-12T	732 965
05S1-13M	709	1 021	57S3-13M	725 1097
06S1-13T	747	1 010	58S3-13T	764 1086
07S1-14-	370	494	59S3-14S	704 899
08S1-15-	401	614	60S3-15S	704 923
09S1-16S	687	822	61S3-16S	716 969
10S1-17S	687	847	62S3-21M	694 781
11S1-18S	700	893	63S3-21T	732 770
12S1-19S	370	466	64S3-22M	694 827
13S1-20S	382	512	65S3-22T	732 816
14S1-21M	678	705	66S3-23M	721 931
15S1-21T	716	694	67S3-23T	759 920
16S1-22M	678	757	68S3-24S	704 756
17S1-22T	716	746	69S3-25S	704 780
18S1-23M	709	878	70S3-26S	716 823
19S1-23T	747	867	71SSS1-	375 717
20S1-24-	370	351	72SSS2-	363 705
21S1-25-	401	472	73SSS3-	348 526
22S1-26S	687	680	74SSS4-	309 486
23S1-27S	687	704	75SSS5-	375 631
24S1-28S	700	750	76SSS6-	363 619
25S1-29S	370	323	77SSS7-	348 440
26S1-30S	382	369	78SSS8-	309 400
27S1T11M	629	863	79SSS9S	373 700
28S1T11T	660	854	80SSS10S	361 688
29S1T12M	629	909	81SSS11S	347 508
30S1T12T	660	900	82SSS12S	307 468
31S1T13M	656	1 012	83SSS13S	373 614
32S1T13T	687	1 003	84SSS14S	361 602
33S1T14-	370	522	85SSS15S	347 422
34S1T15-	397	626	86SSS16S	307 382
35S1T16S	637	843		
36S1T17S	637	866		
37S1T18S	649	910		
38S1T19S	370	500		
39S1T20S	382	544		
40S1T21M	629	649		
41S1T21T	660	641		
42S1T22M	629	695		
43S1T22T	660	687		
44S1T23M	656	799		
45S1T23T	687	790		
46S1T24-	370	309		
47S1T25-	397	413		
48S1T26S	637	629		
49S1T27S	637	653		
50S1T28S	649	697		
51S1T29S	370	287		
52S1T30S	382	331		



- Verifica a taglio

La verifica a taglio viene condotta nel seguente modo:

1. Verifica della sezione senza armatura al taglio → se  $V_{Ed} < V_{Rd1}$  la verifica è soddisfatta;
2. Altrimenti si verifica la sezione con armatura a taglio → se  $V_{Ed} < V_{Rd2}$  la verifica è soddisfatta.

Calcestruzzo		Sollecitazioni		Piedritto	
Tipo	C30/37	$V_{Ed}$	kN		<b>401</b>
$R_{ck}$	37 N/mm <sup>2</sup>	$N_{Ed}$	kN		<b>0</b>
$f_{ck}$	30.7 N/mm <sup>2</sup>	<b>Armatura a taglio</b>			
$\gamma_c$	1.5	Diametro	mm		12
$\alpha_{cc}$	0.85	Numero barre			2.5
$f_{cd}$	17.4 N/mm <sup>2</sup>	$A_{sw}$	cm <sup>2</sup>		2.83
<b>Acciaio</b>		Passo s	cm		40
$f_{tk}$	540 N/mm <sup>2</sup>	Angolo $\alpha$	°		90
$f_{yk}$	450 N/mm <sup>2</sup>	<b>Armatura longitudinale</b>			
$\gamma_s$	1.15	$n_1$			5
$f_{yd}$	391 N/mm <sup>2</sup>	$\varnothing_1$	mm		26
		$n_2$			3
		$\varnothing_2$	mm		26
		Asl	cm <sup>2</sup>		39.82
		<b>Sezione</b>			
		$b_w$	cm		100
		H	cm		90
		c	cm		8.3
		d	cm		81.7
		k	N/mm <sup>2</sup>		1.49
		$v_{min}$	N/mm <sup>2</sup>		0.35
		$\rho$			0.0049
		$\sigma_{cp}$	N/mm <sup>2</sup>		0.00
		$\alpha_c$			1.00
		<b>Resistenza senza armatura a taglio</b>			
		$V_{Rd}$	kN		<b>361</b>
		<b>Resistenza con armatura a taglio</b>			
		Inclinazione puntone $\theta$	°		21.8
		$V_{RSd}$	kN		508
		$V_{RCd}$	kN		2206
		$V_{Rd}$	kN		<b>508</b>

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383  
*Relazione di calcolo sottovia*

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	39 di 56

• Verifica a fessurazione spiccato (Pied-Spice)

**Sollecitazioni**

Momento flettente	M	<b>635.22</b>	kN m
Sforzo normale	N	<b>511</b>	kN

**Materiali**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	$R_{ck}$	<b>37</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	$f_{ck}$	<b>30.71</b>	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico del calcestruzzo	$E_{cm}$	33019.43	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile cls	$\sigma_{camm}$	16.9	N/mm <sup>2</sup>
Res. media a trazione cls	$f_{ctm}$	3.4	N/mm <sup>2</sup>
Res. caratteristica a trazione cls	$f_{ctk}$	2.3	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento acciaio	$f_{yk}$	450.00	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico dell'acciaio	$E_s$	200000.00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{samm}$	<b>337.5</b>	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	<b>15</b>	

**Caratteristiche geometriche**

Altezza sezione	H	<b>90</b>	cm	
Larghezza sezione	B	<b>100</b>	cm	
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	26.55	cm <sup>2</sup>	<b>5</b> Ø <b>26</b> $c_{s1} = 8.3$ cm
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	13.27	cm <sup>2</sup>	<b>3</b> Ø <b>26</b> $c_{s2} = 10.9$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	13.27	cm <sup>2</sup>	<b>3</b> Ø <b>26</b> $c_{t2} = 10.9$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	26.55	cm <sup>2</sup>	<b>5</b> Ø <b>26</b> $c_{t1} = 8.3$ cm

**Tensioni nei materiali**

Compressione max nel cls.	$\sigma_c$	<b>6.1</b>	N/mm <sup>2</sup>	< $\sigma_{camm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	$\sigma_s$	<b>163.0</b>	N/mm <sup>2</sup>	< $\sigma_{samm}$

Eccentricità	e (M)	124.2	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	79.2	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	29.4	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	$A_{id}$	10115	cm <sup>2</sup>	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	$J_{id}$	7610682.062	cm <sup>4</sup>	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	$J_{id*}$	2673805.562	cm <sup>4</sup>	

**Verifica a fessurazione**

Momento di fessurazione ( $f_{ctk}$ )	$M_{fess}^*$	483	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione ( $f_{ctm}$ )	$M_{fess}$	653	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e ( $M_{fess}$ )	127.7	cm	
	u ( $M_{fess}$ )	82.7	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	$\sigma_{cr}$	6.4		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	$\sigma_{sr}$	172.8	N/mm <sup>2</sup>	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y ( $M_{fess}$ )	29.1	cm	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	$k_t$	<b>0.6</b>		
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	20.30	cm	
Rapporto tra moduli elastici	$\alpha_e$	6.1	-	
Armatura nell'area efficace	$AS_{eff}$	39.82	cm <sup>2</sup>	
Area efficace	$AC_{eff}$	2030.05	cm <sup>2</sup>	
Rapporto geometrico di armatura	$\rho_{eff}$	0.0196	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	$\epsilon_{sm}$	0.000345693	-	
Copriferro netto	c'	5.0	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	$K_1$	<b>0.80</b>	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	$K_2$	<b>0.50</b>	-	
Coefficiente adimensionale	$K_3$	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	$K_4$	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr edi armatura	$\phi_{eq}$	<b>26.00</b>	mm	
Distanza massima tra le fessure	$\Delta s_{max}$	395.3365363	mm	
Distanza media tra le fessure	$\Delta s_m$	232.5509037	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	$w_m$	0.08	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	$w_d$	<b>0.14</b>	mm	

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383  
*Relazione di calcolo sottovia*

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	40 di 56

- Verifica a fessurazione sommità (Pied-Sommità)

#### Sollecitazioni

Momento flettente	M	<b>716.96</b>	kN m
Sforzo normale	N	<b>459</b>	kN

#### Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	$R_{ck}$	<b>37</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	$f_{ck}$	<b>30.71</b>	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico del calcestruzzo	$E_{cm}$	33019.43	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile cls	$\sigma_{amm}$	16.9	N/mm <sup>2</sup>
Res. media a trazione cls	$f_{ctm}$	3.4	N/mm <sup>2</sup>
Res. caratteristica a trazione cls	$f_{ctk}$	2.3	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento acciaio	$f_{yk}$	450.00	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico dell'acciaio	$E_s$	200000.00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{samm}$	<b>337.5</b>	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	<b>15</b>	

#### Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	<b>90</b>	cm		
Larghezza sezione	B	<b>100</b>	cm		
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	26.55	cm <sup>2</sup>	<b>5</b> Ø <b>26</b>	$c_{s1} = \text{8.3}$ cm
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	13.27	cm <sup>2</sup>	<b>3</b> Ø <b>26</b>	$c_{s2} = \text{10.9}$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	13.27	cm <sup>2</sup>	<b>3</b> Ø <b>26</b>	$c_{i2} = \text{10.9}$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	26.55	cm <sup>2</sup>	<b>5</b> Ø <b>26</b>	$c_{i1} = \text{8.3}$ cm

#### Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	$\sigma_c$	<b>6.8</b>	N/mm <sup>2</sup>	< $\sigma_{camm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	$\sigma_s$	<b>197.2</b>	N/mm <sup>2</sup>	< $\sigma_{samm}$

Eccentricità	e (M)	156.3	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	111.3	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	28.0	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	$A_{id}$	10115	cm <sup>2</sup>	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	$J_{id}$	7610682.062	cm <sup>4</sup>	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	$J_{id*}$	2611334.388	cm <sup>4</sup>	

#### Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione ( $f_{ctk}$ )	$M_{fess}^*$	474	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione ( $f_{ctm}$ )	$M_{fess}$	644	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e ( $M_{fess}$ )	140.5	cm	
	u ( $M_{fess}$ )	95.5	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	$\sigma_{cr}$	6.3		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	$\sigma_{sr}$	176.2	N/mm <sup>2</sup>	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y ( $M_{fess}$ )	28.5	cm	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	$k_t$	<b>0.6</b>		
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	20.51	cm	
Rapporto tra moduli elastici	$\alpha_e$	6.1	-	
Armatura nell'area efficace	$AS_{eff}$	39.82	cm <sup>2</sup>	
Area efficace	$AC_{eff}$	2050.95	cm <sup>2</sup>	
Rapporto geometrico di armatura	$\rho_{eff}$	0.0194	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	$\epsilon_{sm}$	0.000352414	-	
Copriferro netto	$c'$	5.0	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	$K_1$	<b>0.80</b>	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	$K_2$	<b>0.50</b>	-	
Coefficiente adimensionale	$K_3$	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	$K_4$	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr edi armatura	$\Phi_{eq}$	<b>26.00</b>	mm	
Distanza massima tra le fessure	$\Delta s_{max}$	397.6563697	mm	
Distanza media tra le fessure	$\Delta s_m$	233.9155116	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	$w_m$	0.08	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	$w_d$	<b>0.14</b>	mm	



PROGETTO DEFINITIVO  
DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO  
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA  
RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA  
DIRAMAZIONE – LOTTO 1+2

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383  
*Relazione di calcolo sottovia*

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	41 di 56

### 9.5.2 Verifica soletta superiore

**Sezione: 90 x 100 cm**

#### Armatura a flessione:

- Appoggio (Solsup-App)

Armatura tesa

$\phi$  26/20 +  $\phi$  26/40 cm

Armatura compressa

$\phi$  26/20 +  $\phi$  26/40 cm

- Campata (Solsup-Camp)

Armatura tesa

$\phi$  26/20 +  $\phi$  26/40 cm

Armatura compressa

$\phi$  26/20 +  $\phi$  26/40 cm

#### Armatura a taglio:

Spille  $\phi$  12/20x40 cm.

SL20 - Sottovia scatolare - km 28+383  
Relazione di calcolo sottovia

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	42 di 56

• Verifica a pressoflessione appoggio (Solsup-App)

Acciaio	
Tensione car. di rottura	$f_{tk} = 540$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione car. di snervamento	$f_{yk} = 450$ N/mm <sup>2</sup>
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza di calcolo	$f_{vd} = 391$ N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_s = 205000$ N/mm <sup>2</sup>
	$\epsilon_{vd} = 0.00191$

Calcestruzzo	
Tipo	C30/37
Resistenza caratteristica	$R_{ck} = 37$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo	$f_{ck} = 30.71$ N/mm <sup>2</sup>
Coef. di espansione	$\gamma_c = 1.5$
Resistenza caratteristica	$f_{ctd} = 20.5$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo	$f_{ctc} = 17.4$ N/mm <sup>2</sup>

copriferro	50	mm
staffe	10	mm
armat. sec	10	mm

Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 90$ cm
Base della sezione	$b = 100$ cm
Copri ferro	$d' = 8.3$ cm
Altezza utile della sezione	$d = 81.7$ cm

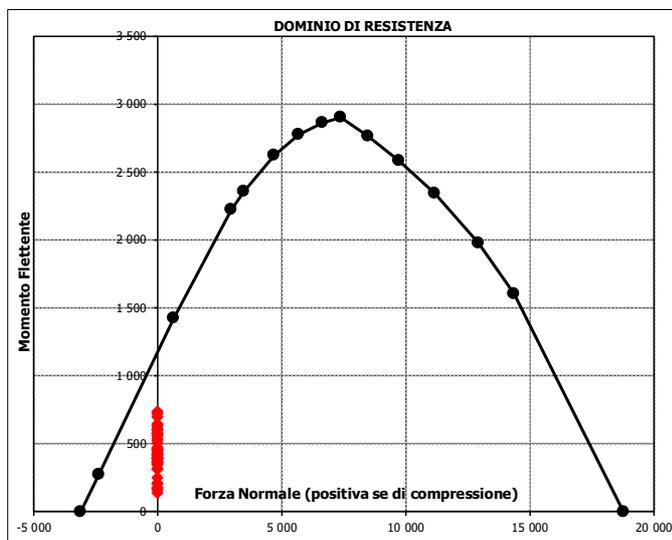
Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	26	26.55	cm <sup>2</sup>
2.5	26	13.27	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
			<b>39.82</b> cm <sup>2</sup>

Armatura compressa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	26	26.55	cm <sup>2</sup>
2.5	26	13.27	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
			<b>39.82</b> cm <sup>2</sup>

Caratteristiche di sollecitazione			
Comb.	Nsd [kN]	Msd [kNm]	
(Nmax)	Fr_1St_01S	0	563
(Nmin)	Fr_1St_01S	0	563
(Mmax)	Fr_1St_57S	0	791
(Mmin)	Fr_1St_51S	0	137

Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd	Msd			
01S1-11M	0	563	53S3-11M	0	632
02S1-11T	0	538	54S3-11T	0	607
03S1-12M	0	615	55S3-12M	0	684
04S1-12T	0	590	56S3-12T	0	660
05S1-13M	0	722	57S3-13M	0	791
06S1-13T	0	697	58S3-13T	0	766
07S1-14-	0	344	59S3-14S	0	605
08S1-15-	0	450	60S3-15S	0	630
09S1-16S	0	536	61S3-16S	0	670
10S1-17S	0	560	62S3-21M	0	489
11S1-18S	0	601	63S3-21T	0	465
12S1-19S	0	316	64S3-22M	0	535
13S1-20S	0	356	65S3-22T	0	511
14S1-21M	0	420	66S3-23M	0	627
15S1-21T	0	395	67S3-23T	0	602
16S1-22M	0	473	68S3-24S	0	462
17S1-22T	0	448	69S3-25S	0	486
18S1-23M	0	579	70S3-26S	0	524
19S1-23T	0	555	71SSS1--	0	561
20S1-24-	0	201	72SSS2--	0	554
21S1-25-	0	308	73SSS3--	0	381
22S1-26S	0	393	74SSS4--	0	358
23S1-27S	0	418	75SSS5--	0	475
24S1-28S	0	458	76SSS6--	0	468
25S1-29S	0	173	77SSS7--	0	295
26S1-30S	0	214	78SSS8--	0	272
27S1T11M	0	599	79SSS9S	0	544
28S1T11T	0	579	80SSS10S	0	537
29S1T12M	0	645	81SSS11S	0	364
30S1T12T	0	625	82SSS12S	0	342
31S1T13M	0	736	83SSS13S	0	458
32S1T13T	0	717	84SSS14S	0	451
33S1T14-	0	373	85SSS15S	0	279
34S1T15-	0	464	86SSS16S	0	256
35S1T16S	0	578			
36S1T17S	0	601			
37S1T18S	0	640			
38S1T19S	0	350			
39S1T20S	0	389			
40S1T21M	0	386			
41S1T21T	0	366			
42S1T22M	0	432			
43S1T22T	0	412			
44S1T23M	0	523			
45S1T23T	0	503			
46S1T24-	0	159			
47S1T25-	0	251			
48S1T26S	0	364			
49S1T27S	0	388			
50S1T28S	0	426			
51S1T29S	0	137			
52S1T30S	0	175			
53S3-11M	0	632			



SL20 - Sottovia scatolare - km 28+383  
Relazione di calcolo sottovia

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	43 di 56

• Verifica a pressoflessione campata (Solsup-Camp)

Acciaio	
Tensione car. di rottura	$f_{tk} = 540$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione car. di snervamento	$f_{yk} = 450$ N/mm <sup>2</sup>
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391$ N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_s = 205000$ N/mm <sup>2</sup>
	$\epsilon_{yd} = 0.00191$

Calcestruzzo	
Tipo	C30/37
$R_{ck}$	37 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	30.71 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5
$f_{cd}$	20.5 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctc}$	17.4 N/mm <sup>2</sup>

copriferro	50	mm
staffe	10	mm
armat. sec.	10	mm

Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 90$ cm
Base della sezione	$b = 100$ cm
Copriferro	$d' = 8.3$ cm
Altezza utile della sezione	$d = 81.7$ cm

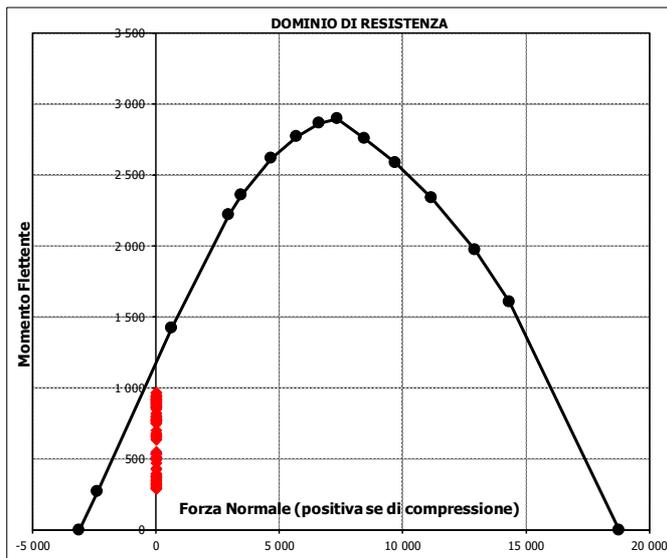
Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	26	26.55	cm <sup>2</sup>
2.5	26	13.27	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
			<b>39.82</b> cm <sup>2</sup>

Armatura compressa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	26	26.55	cm <sup>2</sup>
2.5	26	13.27	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
			<b>39.82</b> cm <sup>2</sup>

Caratteristiche di sollecitazione			
Comb.	Nsd [kN]	Msd [kNm]	
(Nmax)	Fr_1St_01	0	822
(Nmin)	Fr_1St_01	0	822
(Mmax)	Fr_1St_62	0	965
(Mmin)	Fr_1St_82	0	290

Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd	Msd			
01S1-11M	0	822	53S3-11M	0	822
02S1-11T	0	802	54S3-11T	0	802
03S1-12M	0	770	55S3-12M	0	770
04S1-12T	0	749	56S3-12T	0	749
05S1-13M	0	796	57S3-13M	0	796
06S1-13T	0	776	58S3-13T	0	776
07S1-14-	0	328	59S3-14S	0	784
08S1-15-	0	355	60S3-15S	0	760
09S1-16S	0	784	61S3-16S	0	772
10S1-17S	0	760	62S3-21M	0	965
11S1-18S	0	772	63S3-21T	0	944
12S1-19S	0	356	64S3-22M	0	919
13S1-20S	0	369	65S3-22T	0	898
14S1-21M	0	965	66S3-23M	0	942
15S1-21T	0	944	67S3-23T	0	921
16S1-22M	0	912	68S3-24S	0	927
17S1-22T	0	892	69S3-25S	0	903
18S1-23M	0	939	70S3-26S	0	915
19S1-23T	0	918	71SSS1--	0	311
20S1-24-	0	471	72SSS2--	0	295
21S1-25-	0	497	73SSS3--	0	346
22S1-26S	0	927	74SSS4--	0	293
23S1-27S	0	902	75SSS5--	0	397
24S1-28S	0	915	76SSS6--	0	381
25S1-29S	0	499	77SSS7--	0	432
26S1-30S	0	511	78SSS8--	0	379
27S1T11M	0	699	79SSS9S	0	308
28S1T11T	0	682	80SSS10S	0	292
29S1T12M	0	653	81SSS11S	0	343
30S1T12T	0	636	82SSS12S	0	290
31S1T13M	0	676	83SSS13S	0	394
32S1T13T	0	659	84SSS14S	0	378
33S1T14-	0	300	85SSS15S	0	428
34S1T15-	0	323	86SSS16S	0	376
35S1T16S	0	668			
36S1T17S	0	645			
37S1T18S	0	657			
38S1T19S	0	322			
39S1T20S	0	334			
40S1T21M	0	912			
41S1T21T	0	895			
42S1T22M	0	866			
43S1T22T	0	849			
44S1T23M	0	889			
45S1T23T	0	873			
46S1T24-	0	513			
47S1T25-	0	536			
48S1T26S	0	881			
49S1T27S	0	858			
50S1T28S	0	870			
51S1T29S	0	535			
52S1T30S	0	547			



- Verifica a taglio

La verifica a taglio viene condotta nel seguente modo:

1. Verifica della sezione senza armatura al taglio → se  $V_{Ed} < V_{Rd1}$  la verifica è soddisfatta;
2. Altrimenti si verifica la sezione con armatura a taglio → se  $V_{Ed} < V_{Rd2}$  la verifica è soddisfatta.

Calcestruzzo		Sollecitazioni		Soletta sup	
Tipo	C30/37	$V_{Ed}$	kN		<b>677</b>
$R_{ck}$	37 N/mm <sup>2</sup>	$N_{Ed}$	kN		<b>0</b>
$f_{ck}$	30.7 N/mm <sup>2</sup>	<b>Armatura a taglio</b>			
$\gamma_c$	1.5	Diametro	mm		12
$\alpha_{cc}$	0.85	Numero barre			5
$f_{cd}$	17.4 N/mm <sup>2</sup>	$A_{sw}$	cm <sup>2</sup>		5.65
<b>Acciaio</b>		Passo s	cm		40
$f_{tk}$	540 N/mm <sup>2</sup>	Angolo $\alpha$	°		90
$f_{yk}$	450 N/mm <sup>2</sup>	<b>Armatura longitudinale</b>			
$\gamma_s$	1.15	$n_1$			5
$f_{yd}$	391 N/mm <sup>2</sup>	$\varnothing_1$	mm		26
		$n_2$			3
		$\varnothing_2$	mm		26
		Asl	cm <sup>2</sup>		39.82
		<b>Sezione</b>			
		$b_w$	cm		100
		H	cm		90
		c	cm		8.3
		d	cm		81.7
		k	N/mm <sup>2</sup>		1.49
		$v_{min}$	N/mm <sup>2</sup>		0.35
		$\rho$			0.0049
		$\sigma_{cp}$	N/mm <sup>2</sup>		0.00
		$\alpha_c$			1.00
		<b>Resistenza senza armatura a taglio</b>			
		$V_{Rd}$	kN		<b>361</b>
		<b>Resistenza con armatura a taglio</b>			
		Inclinazione puntone $\theta$	°		21.8
		$V_{RSd}$	kN		1017
		$V_{RCd}$	kN		2206
		$V_{Rd}$	kN		<b>1017</b>

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383  
*Relazione di calcolo sottovia*

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	45 di 56

• Verifica a fessurazione appoggio (Solsup-App)

**Sollecitazioni**

Momento flettente	M	<b>523.84</b>	kN m
Sforzo normale	N	<b>0</b>	kN

**Materiali**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	$R_{ck}$	<b>37</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	$f_{ck}$	<b>30.71</b>	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico del calcestruzzo	$E_{cm}$	33019.43	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile cls	$\sigma_{amm}$	16.9	N/mm <sup>2</sup>
Res. media a trazione cls	$f_{ctm}$	3.4	N/mm <sup>2</sup>
Res. caratteristica a trazione cls	$f_{ctk}$	2.3	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento acciaio	$f_{yk}$	450.00	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico dell'acciaio	$E_s$	205000.00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{samm}$	<b>337.5</b>	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	<b>15</b>	

**Caratteristiche geometriche**

Altezza sezione	H	<b>90</b>	cm		
Larghezza sezione	B	<b>100</b>	cm		
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	26.55	cm <sup>2</sup>	<b>5</b> Ø <b>26</b>	$C_{s1} = \text{8.3 cm}$
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	13.27	cm <sup>2</sup>	<b>3</b> Ø <b>26</b>	$C_{s2} = \text{10.9 cm}$
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	13.27	cm <sup>2</sup>	<b>3</b> Ø <b>26</b>	$C_{t2} = \text{10.9 cm}$
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	26.55	cm <sup>2</sup>	<b>5</b> Ø <b>26</b>	$C_{t1} = \text{8.3 cm}$

**Tensioni nei materiali**

Compressione max nel cls.	$\sigma_c$	<b>4.8</b>	N/mm <sup>2</sup>	< $\sigma_{camm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	$\sigma_s$	<b>183.2</b>	N/mm <sup>2</sup>	< $\sigma_{samm}$

Eccentricità	e (M)	$\infty$	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	$\infty$	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	23.0	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	$A_{id}$	10115	cm <sup>2</sup>	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	$J_{id}$	7610682.062	cm <sup>4</sup>	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	$J_{id*}$	2519422.405	cm <sup>4</sup>	

**Verifica a fessurazione**

Momento di fessurazione ( $f_{ctk}$ )	$M_{fess}^*$	397	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione ( $f_{ctm}$ )	$M_{fess}$	568	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e ( $M_{fess}$ )	$\infty$	cm	
	u ( $M_{fess}$ )	$\infty$	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	$\sigma_{cr}$	5.6		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	$\sigma_{sr}$	192.0	N/mm <sup>2</sup>	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y ( $M_{fess}$ )	24.9	cm	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	$k_t$	<b>0.6</b>		
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	21.71	cm	
Rapporto tra moduli elastici	$\alpha_e$	6.2	-	
Armatura nell'area efficace	$AS_{eff}$	39.82	cm <sup>2</sup>	
Area efficace	$AC_{eff}$	2170.65	cm <sup>2</sup>	
Rapporto geometrico di armatura	$\rho_{eff}$	0.0183	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	$\epsilon_{sm}$	0.000374718	-	
Copriferro netto	$c'$	5.0	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	$K_1$	<b>0.80</b>	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	$K_2$	<b>0.50</b>	-	
Coefficiente adimensionale	$K_3$	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	$K_4$	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr ed armatura	$\phi_{eq}$	<b>26.00</b>	mm	
Distanza massima tra le fessure	$\Delta s_{max}$	410.9434334	mm	
Distanza media tra le fessure	$\Delta s_m$	241.7314314	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	$w_m$	0.09	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	$w_d$	<b>0.15</b>	mm	

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383  
*Relazione di calcolo sottovia*

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	46 di 56

• Verifica a fessurazione campata (Solsup-Camp)

**Sollecitazioni**

Momento flettente	M	<b>638.18</b>	kN m
Sforzo normale	N	<b>0</b>	kN

**Materiali**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	$R_{ck}$	<b>37</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	$f_{ck}$	<b>30.71</b>	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico del calcestruzzo	$E_{cm}$	33019.43	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile cls	$\sigma_{amm}$	16.9	N/mm <sup>2</sup>
Res. media a trazione cls	$f_{ctm}$	3.4	N/mm <sup>2</sup>
Res. caratteristica a trazione cls	$f_{ctk}$	2.3	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento acciaio	$f_{yk}$	450.00	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico dell'acciaio	$E_s$	205000.00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{samm}$	<b>337.5</b>	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	<b>15</b>	

**Caratteristiche geometriche**

Altezza sezione	H	<b>90</b>	cm		
Larghezza sezione	B	<b>100</b>	cm		
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	26.55	cm <sup>2</sup>	5 Ø 26	$C_{s1} = 8.3$ cm
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	13.27	cm <sup>2</sup>	3 Ø 26	$C_{s2} = 10.9$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	13.27	cm <sup>2</sup>	3 Ø 26	$C_{t2} = 10.9$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	26.55	cm <sup>2</sup>	5 Ø 26	$C_{t1} = 8.3$ cm

**Tensioni nei materiali**

Compressione max nel cls.	$\sigma_c$	<b>5.8</b>	N/mm <sup>2</sup>	< $\sigma_{camm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	$\sigma_s$	<b>223.2</b>	N/mm <sup>2</sup>	< $\sigma_{samm}$

Eccentricità	e (M)	$\infty$	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	$\infty$	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	23.0	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	$A_{id}$	10115	cm <sup>2</sup>	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	$J_{id}$	7610682.062	cm <sup>4</sup>	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	$J_{id*}$	2519422.405	cm <sup>4</sup>	

**Verifica a fessurazione**

Momento di fessurazione ( $f_{ctk}$ )	$M_{fess}^*$	397	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione ( $f_{ctm}$ )	$M_{fess}$	568	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e ( $M_{fess}$ )	$\infty$	cm	
	u ( $M_{fess}$ )	$\infty$	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	$\sigma_{cr}$	5.7		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	$\sigma_{sr}$	190.1	N/mm <sup>2</sup>	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y ( $M_{fess}$ )	25.4	cm	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	$k_t$	<b>0.6</b>		
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	21.52	cm	
Rapporto tra moduli elastici	$\alpha_e$	6.2	-	
Armatura nell'area efficace	$AS_{eff}$	39.82	cm <sup>2</sup>	
Area efficace	$AC_{eff}$	2151.83	cm <sup>2</sup>	
Rapporto geometrico di armatura	$\rho_{eff}$	0.0185	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	$\epsilon_{sm}$	0.000370995	-	
Copriferro netto	$c'$	5.0	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	$K_1$	<b>0.80</b>	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	$K_2$	<b>0.50</b>	-	
Coefficiente adimensionale	$K_3$	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	$K_4$	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr ed armatura	$\phi_{eq}$	<b>26.00</b>	mm	
Distanza massima tra le fessure	$\Delta s_{max}$	408.8543061	mm	
Distanza media tra le fessure	$\Delta s_m$	240.502533	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	$w_m$	0.09	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	$w_d$	<b>0.15</b>	mm	



PROGETTO DEFINITIVO  
DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO  
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA  
RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA  
DIRAMAZIONE – LOTTO 1+2

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383  
*Relazione di calcolo sottovia*

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	47 di 56

### 9.5.3 Verifica soletta inferiore

**Sezione: 100 x 100 cm**

#### Armatura a flessione:

- Appoggio (Solinf-App)

Armatura tesa

$\phi$  26/20 +  $\phi$  26/40 cm

Armatura compressa

$\phi$  26/20 +  $\phi$  26/40 cm

- Campata (Solinf-Camp)

Armatura tesa

$\phi$  26/20 +  $\phi$  26/40 cm

Armatura compressa

$\phi$  26/20 +  $\phi$  26/40 cm

#### Armatura a taglio:

Spille  $\phi$  12/20x40 cm.

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383  
*Relazione di calcolo sottovia*

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	48 di 56

• Verifica a pressoflessione appoggio (Solinf-App)

Acciaio	
Tensione car. di rottura	$f_{tk} = 540$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione car. di snervamento	$f_{yk} = 450$ N/mm <sup>2</sup>
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391$ N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_s = 200000$ N/mm <sup>2</sup>
	$\epsilon_{yd} = 0.00196$

Calcestruzzo	
Tipo	C30/37
Resistenza caratteristica	$R_{ck} = 37$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = 30.71$ N/mm <sup>2</sup>
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$
Resistenza di calcolo	$f_{ctd} = 20.5$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo	$f_{cc} = 17.4$ N/mm <sup>2</sup>

copriferro	50	mm
staffe	10	mm
armat. sec	10	mm

Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 100$ cm
Base della sezione	$b = 100$ cm
Copriferro	$d' = 8.3$ cm
Altezza utile della sezione	$d = 91.7$ cm

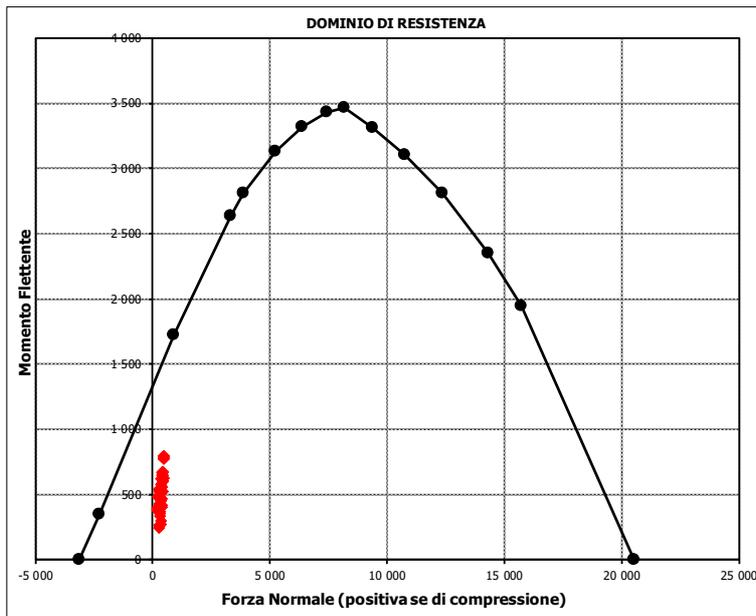
Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	cm <sup>2</sup>
5	26	26.55	cm <sup>2</sup>
2.5	26	13.27	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
<b>39.82 cm<sup>2</sup></b>			

Armatura compressa			
N° ferri	Diametro	Area	cm <sup>2</sup>
5	26	26.55	cm <sup>2</sup>
2.5	26	13.27	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
<b>39.82 cm<sup>2</sup></b>			

Caratteristiche di sollecitazione			
Comb.	Nsd [kN]	Msd [kNm]	
(Nmax)	Fr_13St_76	494	799
(Nmin)	Fr_13St_01	201	375
(Mmax)	Fr_13St_67	466	820
(Mmin)	Fr_13St_36	278	242

Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd	Msd			
01S1-11M	201	375	53S3-11M	226	457
02S1-11T	205	378	54S3-11T	230	461
03S1-12M	363	449	55S3-12M	388	531
04S1-12T	367	452	56S3-12T	391	534
05S1-13M	425	669	57S3-13M	450	751
06S1-13T	429	672	58S3-13T	453	754
07S1-14-	364	301	59S3-14S	232	467
08S1-15-	426	521	60S3-15S	318	502
09S1-16S	207	384	61S3-16S	344	595
10S1-17S	293	420	62S3-21M	264	561
11S1-18S	319	512	63S3-21T	268	565
12S1-19S	289	263	64S3-22M	408	626
13S1-20S	315	355	65S3-22T	412	629
14S1-21M	239	479	66S3-23M	462	817
15S1-21T	243	482	67S3-23T	466	820
16S1-22M	401	553	68S3-24S	270	571
17S1-22T	405	556	69S3-25S	354	605
18S1-23M	463	773	70S3-26S	378	693
19S1-23T	467	776	71SSS1-	470	736
20S1-24-	403	405	72SSS2-	471	733
21S1-25-	465	625	73SSS3-	311	441
22S1-26S	245	488	74SSS4-	314	432
23S1-27S	332	524	75SSS5-	494	802
24S1-28S	357	616	76SSS6-	494	799
25S1-29S	327	367	77SSS7-	335	508
26S1-30S	353	459	78SSS8-	338	498
27S1T11M	213	392	79SSS9S	455	714
28S1T11T	216	394	80SSS10S	456	711
29S1T12M	357	456	81SSS11S	297	420
30S1T12T	360	459	82SSS12S	300	410
31S1T13M	411	647	83SSS13S	479	780
32S1T13T	414	650	84SSS14S	480	777
33S1T14-	338	272	85SSS15S	320	486
34S1T15-	392	463	86SSS16S	323	476
35S1T16S	217	399			
36S1T17S	301	434			
37S1T18S	326	522			
38S1T19S	278	242			
39S1T20S	302	330			
40S1T21M	268	535			
41S1T21T	271	538			
42S1T22M	412	600			
43S1T22T	415	602			
44S1T23M	466	790			
45S1T23T	469	793			
46S1T24-	394	416			
47S1T25-	447	606			
48S1T26S	273	542			
49S1T27S	357	577			
50S1T28S	381	665			
51S1T29S	333	385			
52S1T30S	358	474			



SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383  
*Relazione di calcolo sottovia*

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	49 di 56

• Verifica a pressoflessione campata (Solinf-Camp)

Acciaio	
Tensione car. di rottura	$f_{tk} = 540$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione car. di snervamento	$f_{yk} = 450$ N/mm <sup>2</sup>
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391$ N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_s = 200000$ N/mm <sup>2</sup>
	$\epsilon_{yd} = 0.00196$

Calcestruzzo	
Tipo	C30/37
R <sub>ck</sub>	37 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ck</sub>	30.71 N/mm <sup>2</sup>
γ <sub>c</sub>	1.5
f <sub>cd</sub>	20.5 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ctd</sub>	17.4 N/mm <sup>2</sup>

copriferro	50	mm
staffe	10	mm
armat. sec.	10	mm

Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 100$ cm
Base della sezione	$b = 100$ cm
Copriferro	$d' = 8.3$ cm
Altezza utile della sezione	$d = 91.7$ cm

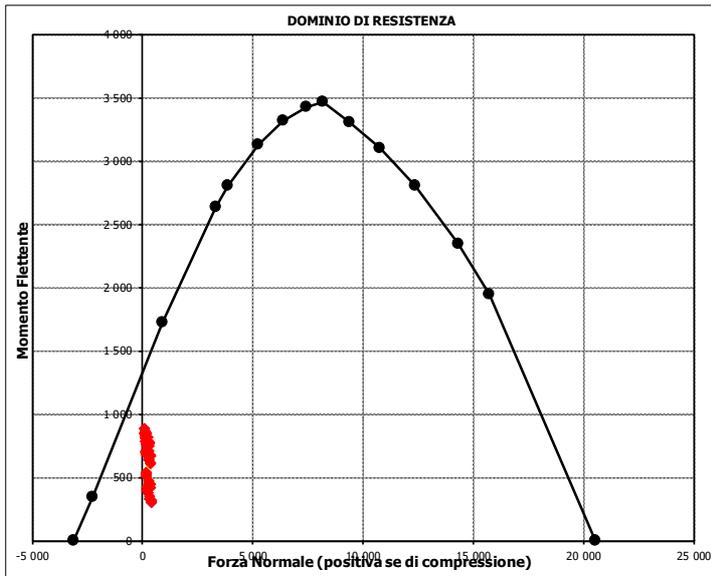
Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	26	26.55	cm <sup>2</sup>
2.5	26	13.27	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
<b>39.82 cm<sup>2</sup></b>			

Armatura compressa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	26	26.55	cm <sup>2</sup>
2.5	26	13.27	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
<b>39.82 cm<sup>2</sup></b>			

Caratteristiche di sollecitazione			
Comb.	Nsd [kN]	Msd [kNm]	
(Nmax)	Fr_8St_20s	404	317
(Nmin)	Fr_8St_71s	-22	505
(Mmax)	Fr_8St_58s	69	914
(Mmin)	Fr_8St_46s	394	306

Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd	Msd			
01S1-11M	152	847	53S3-11M	127	873
02S1-11T	155	851	54S3-11T	131	876
03S1-12M	315	775	55S3-12M	290	800
04S1-12T	318	779	56S3-12T	294	804
05S1-13M	90	886	57S3-13M	65	911
06S1-13T	93	889	58S3-13T	69	914
07S1-14	365	419	59S3-14S	133	877
08S1-15	141	530	60S3-15S	219	841
09S1-16S	158	852	61S3-16S	107	891
10S1-17S	244	816	62S3-21M	165	770
11S1-18S	132	866	63S3-21T	169	774
12S1-19S	289	456	64S3-22M	310	706
13S1-20S	177	506	65S3-22T	314	710
14S1-21M	190	745	66S3-23M	112	802
15S1-21T	194	749	67S3-23T	115	806
16S1-22M	353	672	68S3-24S	171	774
17S1-22T	357	676	69S3-25S	255	740
18S1-23M	128	783	70S3-26S	147	787
19S1-23T	132	787	71SSS1--	-22	505
20S1-24	404	317	72SSS2--	-21	491
21S1-25	179	427	73SSS3--	56	461
22S1-26S	196	749	74SSS4--	59	417
23S1-27S	282	714	75SSS5--	2	439
24S1-28S	170	763	76SSS6--	2	426
25S1-29S	327	354	77SSS7--	80	395
26S1-30S	215	403	78SSS8--	82	352
27S1T11M	134	816	79SSS9S	-16	502
28S1T11T	137	819	80SSS10S	-15	489
29S1T12M	279	752	81SSS11S	62	458
30S1T12T	282	755	82SSS12S	64	414
31S1T13M	80	848	83SSS13S	7	437
32S1T13T	83	851	84SSS14S	8	423
33S1T14	339	447	85SSS15S	85	393
34S1T15	140	544	86SSS16S	88	349
35S1T16S	138	819			
36S1T17S	222	785			
37S1T18S	114	832			
38S1T19S	278	477			
39S1T20S	169	524			
40S1T21M	189	674			
41S1T21T	192	677			
42S1T22M	334	610			
43S1T22T	337	613			
44S1T23M	135	707			
45S1T23T	138	710			
46S1T24	394	306			
47S1T25	196	402			
48S1T26S	193	678			
49S1T27S	277	643			
50S1T28S	169	691			
51S1T29S	333	336			
52S1T30S	225	383			



- Verifica a taglio

La verifica a taglio viene condotta nel seguente modo:

1. Verifica della sezione senza armatura al taglio → se  $V_{Ed} < V_{Rd1}$  la verifica è soddisfatta;
2. Altrimenti si verifica la sezione con armatura a taglio → se  $V_{Ed} < V_{Rd2}$  la verifica è soddisfatta.

#### Calcestruzzo

Tipo	C30/37	
$R_{ck}$	37	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	30.7	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5	
$\alpha_{cc}$	0.85	
$f_{cd}$	17.4	N/mm <sup>2</sup>

#### Acciaio

$f_{tk}$	540	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_s$	1.15	
$f_{yd}$	391	N/mm <sup>2</sup>

#### Sollecitazioni

$V_{Ed}$	kN	<b>651</b>
$N_{Ed}$	kN	<b>0</b>

#### Soletta inf

#### Armatura a taglio

Diametro	mm	12
Numero barre		5
$A_{sw}$	cm <sup>2</sup>	5.65
Passo s	cm	40
Angolo $\alpha$	°	90

#### Armatura longitudinale

$n_1$		5
$\varnothing_1$	mm	26
$n_2$		3
$\varnothing_2$	mm	26
Asl	cm <sup>2</sup>	39.82

#### Sezione

$b_w$	cm	100
H	cm	100
c	cm	8.3
d	cm	91.7
k	N/mm <sup>2</sup>	1.47
$v_{min}$	N/mm <sup>2</sup>	0.34
$\rho$		0.0043
$\sigma_{cp}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00
$\alpha_c$		1.00

#### Resistenza senza armatura a taglio

$V_{Rd}$	kN	<b>383</b>
----------	----	------------

#### Resistenza con armatura a taglio

Inclinazione puntone $\theta$	°	<b>21.8</b>
$V_{RSd}$	kN	1141
$V_{RCd}$	kN	2476
$V_{Rd}$	kN	<b>1141</b>

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383  
*Relazione di calcolo sottovia*

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	51 di 56

• Verifica a fessurazione appoggio (Solinf-App)

**Sollecitazioni**

Momento flettente	M	<b>590.76</b>	kN m
Sforzo normale	N	<b>348</b>	kN

**Materiali**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	$R_{ck}$	<b>37</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	$f_{ck}$	<b>30.71</b>	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico del calcestruzzo	$E_{cm}$	33019.43	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile cls	$\sigma_{Camm}$	16.9	N/mm <sup>2</sup>
Res. media a trazione cls	$f_{ctm}$	3.4	N/mm <sup>2</sup>
Res. caratteristica a trazione cls	$f_{ctk}$	2.3	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento acciaio	$f_{yk}$	450.00	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico dell'acciaio	$E_s$	200000.00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{Samm}$	<b>337.5</b>	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	<b>15</b>	

**Caratteristiche geometriche**

Altezza sezione	H	<b>100</b>	cm		
Larghezza sezione	B	<b>100</b>	cm		
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	26.55	cm <sup>2</sup>	5 Ø 26	$c_{s1} = 8.3$ cm
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	13.27	cm <sup>2</sup>	3 Ø 26	$c_{s2} = 10.9$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	13.27	cm <sup>2</sup>	3 Ø 26	$c_{t2} = 10.9$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	26.55	cm <sup>2</sup>	5 Ø 26	$c_{t1} = 8.3$ cm

**Tensioni nei materiali**

Compressione max nel cls.	$\sigma_c$	<b>4.7</b>	N/mm <sup>2</sup>	< $\sigma_{Camm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	$\sigma_s$	<b>141.9</b>	N/mm <sup>2</sup>	< $\sigma_{Samm}$

Eccentricità	e (M)	169.7	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	119.7	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	30.3	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	$A_{id}$	11115	cm <sup>2</sup>	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	$J_{id}$	10326941.79	cm <sup>4</sup>	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	$J_{id*}$	3386657.281	cm <sup>4</sup>	

**Verifica a fessurazione**

Momento di fessurazione ( $f_{ctk}$ )	$M_{fess}^*$	550	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione ( $f_{ctm}$ )	$M_{fess}$	758	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e ( $M_{fess}$ )	217.7	cm	
	u ( $M_{fess}$ )	167.7	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	$\sigma_{cr}$	6.1		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	$\sigma_{sr}$	199.3	N/mm <sup>2</sup>	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y ( $M_{fess}$ )	28.9	cm	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	$k_t$	<b>0.6</b>		
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	23.71	cm	
Rapporto tra moduli elastici	$\alpha_e$	6.1	-	
Armatura nell'area efficace	$AS_{eff}$	39.82	cm <sup>2</sup>	
Area efficace	$AC_{eff}$	2370.72	cm <sup>2</sup>	
Rapporto geometrico di armatura	$\rho_{eff}$	0.0168	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	$\epsilon_{sm}$	0.000398501	-	
Copriferro netto	c'	5.0	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	$K_1$	<b>0.80</b>	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	$K_2$	<b>0.50</b>	-	
Coefficiente adimensionale	$K_3$	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	$K_4$	0.425	-	
Diametro equivalente delle barre di armatura	$\phi_{eq}$	<b>26.00</b>	mm	
Distanza massima tra le fessure	$\Delta s_{max}$	433.150558	mm	
Distanza media tra le fessure	$\Delta s_m$	254.7944459	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	$w_m$	0.10	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	$w_d$	<b>0.17</b>	mm	

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383  
*Relazione di calcolo sottovia*

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	52 di 56

• Verifica a fessurazione campata (Solinf-Camp)

**Sollecitazioni**

Momento flettente	M	<b>607.72</b>	kN m
Sforzo normale	N	<b>348</b>	kN

**Materiali**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	$R_{ck}$	<b>37</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	$f_{ck}$	<b>30.71</b>	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico del calcestruzzo	$E_{cm}$	33019.43	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile cls	$\sigma_{camm}$	16.9	N/mm <sup>2</sup>
Res. media a trazione cls	$f_{ctm}$	3.4	N/mm <sup>2</sup>
Res. caratteristica a trazione cls	$f_{ctk}$	2.3	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento acciaio	$f_{yk}$	450.00	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico dell'acciaio	$E_s$	200000.00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{samm}$	<b>337.5</b>	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	<b>15</b>	

**Caratteristiche geometriche**

Altezza sezione	H	<b>100</b>	cm		
Larghezza sezione	B	<b>100</b>	cm		
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	26.55	cm <sup>2</sup>	5 Ø 26	$c_{s1} = 8.3$ cm
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	13.27	cm <sup>2</sup>	3 Ø 26	$c_{s2} = 10.9$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	13.27	cm <sup>2</sup>	3 Ø 26	$c_{t2} = 10.9$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	26.55	cm <sup>2</sup>	5 Ø 26	$c_{t1} = 8.3$ cm

**Tensioni nei materiali**

Compressione max nel cls.	$\sigma_c$	<b>4.8</b>	N/mm <sup>2</sup>	< $\sigma_{camm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	$\sigma_s$	<b>147.1</b>	N/mm <sup>2</sup>	< $\sigma_{samm}$

Eccentricità	e (M)	174.5	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	124.5	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	30.2	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	$A_{yd}$	11115	cm <sup>2</sup>	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	$J_{dI}$	10326941.79	cm <sup>4</sup>	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	$J_{dI*}$	3378917.496	cm <sup>4</sup>	

**Verifica a fessurazione**

Momento di fessurazione ( $f_{ctk}$ )	$M_{fess}^*$	550	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione ( $f_{ctm}$ )	$M_{fess}$	758	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e ( $M_{fess}$ )	217.7	cm	
	u ( $M_{fess}$ )	167.7	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	$\sigma_{cr}$	6.1		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	$\sigma_{sr}$	199.3	N/mm <sup>2</sup>	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y ( $M_{fess}$ )	28.9	cm	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	$k_t$	<b>0.6</b>		
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	23.71	cm	
Rapporto tra moduli elastici	$\alpha_e$	6.1	-	
Armatura nell'area efficace	$AS_{eff}$	39.82	cm <sup>2</sup>	
Area efficace	$AC_{eff}$	2370.72	cm <sup>2</sup>	
Rapporto geometrico di armatura	$\rho_{eff}$	0.0168	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	$\epsilon_{sm}$	0.000398501	-	
Copriferro netto	$c'$	5.0	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	$K_1$	<b>0.80</b>	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	$K_2$	<b>0.50</b>	-	
Coefficiente adimensionale	$K_3$	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	$K_4$	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr ed armatura	$\phi_{eq}$	<b>26.00</b>	mm	
Distanza massima tra le fessure	$\Delta s_{max}$	433.1506494	mm	
Distanza media tra le fessure	$\Delta s_m$	254.7944997	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	$w_m$	0.10	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	$w_d$	<b>0.17</b>	mm	

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383  
*Relazione di calcolo sottovia*

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	53 di 56

## 10. INCIDENZA SCATOLARE

I valori delle incidenze di armatura lenta sono indicati nella seguente tabella:

Piedritti	<b>100 kg/mc</b>
Soletta superiore	<b>100 kg/mc</b>
Soletta inferiore	<b>90 kg/mc</b>

Come previsto dall' Eurocodice (UNI EN 1992-1-1) per le piastre a portanza unidirezionale si raccomanda di prevedere un'armatura secondaria in quantità non minore del 20% dell'armatura principale.

Pertanto nel calcolo è stata considerata un' armatura longitudinale diffusa  $\phi 16/20$  ed un incremento del 15% per tener conto della presenza di legature e spille.

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA–CATANIA–PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO–CATANIA</b> <b>RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA</b> <b>DIRAMAZIONE – LOTTO 1+2</b>												
SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383 <i>Relazione di calcolo sottovia</i>	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>FASE-ENTE</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>RS3Z</td> <td>00</td> <td>D 26</td> <td>CLSL2000001</td> <td>B</td> <td>54 di 56</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	54 di 56
COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS3Z	00	D 26	CLSL2000001	B	54 di 56								

## 11. DICHIARAZIONI SECONDO D.M. 17/01/2018 (P.TO 10.2)

### 11.1 Tipo di analisi svolte

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. L'analisi strutturale è condotta con l'analisi statica, utilizzando il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato limite indotto dai carichi statici. L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti, schematizzando la struttura in elementi lineari e nodi. Le incognite del problema sono le componenti di spostamento in corrispondenza di ogni nodo (2 spostamenti e 1 rotazioni).

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

### 11.2 Origine e caratteristiche dei Codici di Calcolo

Titolo: SAP2000 Ultimate

Versione: 21.0.2

Produttore: CSI Computers and Structures, Inc.

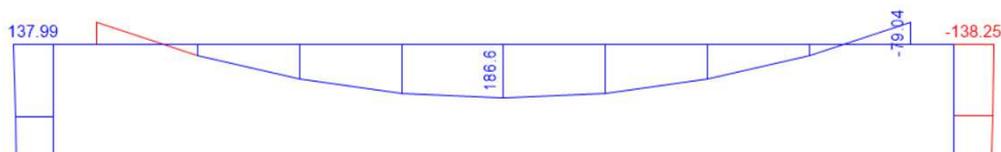
### 11.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a valutazione che ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali.

In particolare, è stato confrontato il valore del momento flettente in campata del solettone superiore con i rispettivi valori ottenuti per uno schema statico a trave appoggiata (limite superiore) e per uno schema a trave doppiamente incastrata (limite inferiore).

Come carico di confronto è stato utilizzato il carico permanente non strutturale  $G_2=29.4$  kN/m.

La figura seguente mostra il momento flettente ottenuto dal modello agli elementi finiti utilizzato per le verifiche:



<b>Calcolo analitico_trave appoggiata</b>			
Carico uniformemente distribuito	$G_2$	29.4	kN/m
Luce di calcolo	L	8.5	m
Momento in campata	$M_{1/2}$	265.52	kNm/m
<b>Calcolo analitico_trave incastrata</b>			
Carico uniformemente distribuito	$G_2$	29.4	kN/m
Luce di calcolo	L	8.5	m
Momento in campata	$M_{1/2}$	88.51	kNm/m
<b>SAP2000</b>			
Momento in campata	$M_{1/2}$	186.60	kNm/m
<b>Momento in campata_trave incastrata</b>			
	Lim.Inf.	88.51	kNm/m
<b>Momento in campata_SAP2000</b>			
		186.60	kNm/m
<b>Momento in campata_trave appoggiata</b>			
	Lim.Sup.	265.52	kNm/m
<b>Momento in campata_trave semi-incastrata</b>			
	$M_{1/2}$	177.01	kNm/m
Errore	e	<b>5.4%</b>	

Come si nota, il valore del momento restituito dal programma di calcolo cade all'interno dei valori limite ottenuti dai due schemi statici adottati. Il vincolo effettivo è quindi assimilabile ad un semi-incastro. Nella tabella precedente è riportato anche l'errore percentuale, in valore assoluto, tra il modello agli elementi finiti adottato e lo schema statico di trave con semi-incastri alle estremità.

Dal confronto numerico delle deformate e dello stato sollecitativo, si ritengono i risultati del calcolo congrui con le azioni applicate e la geometria del problema.

In base a quanto sopra, si asserisce che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto, i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.