

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

SINGOLE OPERE DI LINEA

IN51 – Nuovo tombino al km 28+533

Relazione di calcolo scatolare 2x2

SCALA:

-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
RS3Z	00	D	26	CL	IN5100	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. MAGGIORANI	Maggio 2020
B	1° AGG. A CONSEGNA CSLLPP	C. INTEGRA	Maggio 2020	M.SALLEOLINI	Maggio 2020	A. BARRECA	Maggio 2020	F. MAGGIORANI	Maggio 2020

ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD
Dott. Ing. Francesco Salsani
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
n. 25372/Str

File: RS3Z00D26CLIN5100001B

n. Elab.:

INDICE

1. PREMESSA	2
2. DESCRIZIONE.....	4
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
5. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI.....	8
5.1 Profondità della falda.....	8
6. ANALISI DEI CARICHI	9
6.1 Pesi 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 condizione sismiche	17
7. COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	18
8. VERIFICHE STRUTTURALI	20
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
9. ANALISI STRUTTURALE	23
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
10.	INCIDENZA SCATOLARE	53
11.	DICHIARAZIONI SECONDO D.M. 17/01/2018 (P.TO 10.2)	54
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



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

IN51 – Nuovo tombino al km 28+533
Relazione di calcolo scatolare 2x2

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	2 di 57

1. PREMESSA

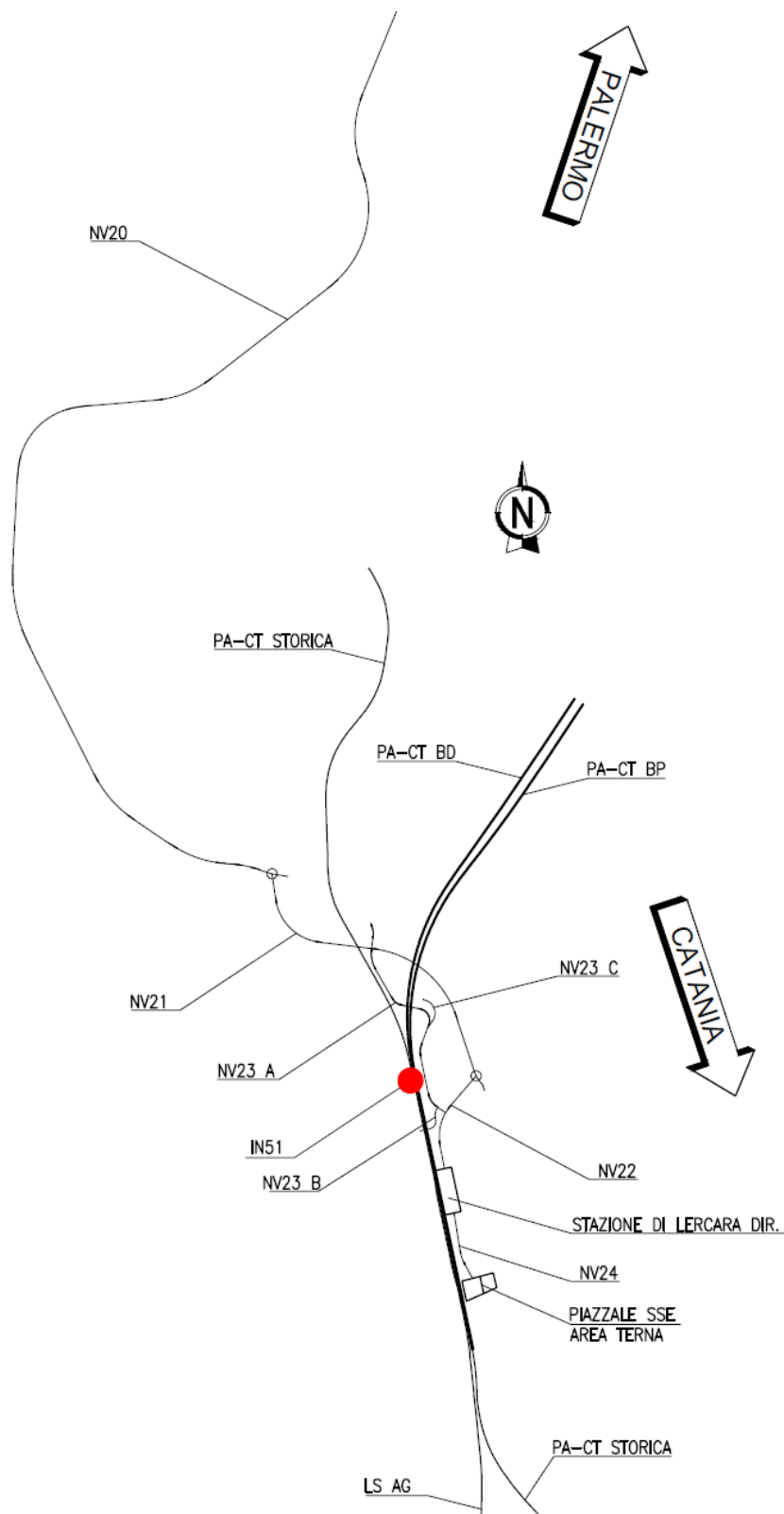
Il presente documento viene emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi alla progettazione definitiva del collegamento Palermo-Catania, raddoppio tratta Fiumetorto-Lercara Diramazione, appartenente alla Direttrice ferroviaria Messina-Catania-Palermo.

Nella presente relazione è riportato il calcolo strutturale del tombino di linea IN51 situato alla progr. 28+533 di geometria $2.0 \times 2.0 \times 0.3$ m.

Segue l'ubicazione dell'opera.

IN51 - Nuovo tombino al km 28+533
Relazione di calcolo scatolare 2x2

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	3 di 57



2. DESCRIZIONE

La presente relazione ha per oggetto la verifica della sezione trasversale dell'opera scatolare, utilizzabile per attraversamenti ferroviari, avente le caratteristiche riportate nella seguente tabella:

Geometria del tombino			
Larghezza totale	Ltot	2.60	m
Altezza totale	Htot	2.60	m
Spessore soletta superiore	ss	0.30	m
Spessore piedritti	sp	0.30	m
Spessore soletta inferiore	sf	0.30	m
Luce libera	Lint	2.00	m
Altezza libera	Hint	2.00	m

Il tombino presenta un ricoprimento di circa 6.87 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	0.77	m
Ricoprimento	Hsc	6.82	m
Imperm. più massetto cls sp. 5 cm	Hr	0.05	m

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

	PROGETTO DEFINITIVO DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA–CATANIA–PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO–CATANIA RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE – LOTTO 1+2												
IN51 – Nuovo tombino al km 28+533 <i>Relazione di calcolo scatolare 2x2</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>CLIN5100001</td> <td>B</td> <td>5 di 57</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	5 di 57
COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	5 di 57								

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;

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

MAGRONE - C12/15

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

CALCESTRUZZO CLASSE 30/37

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

Acciaio ad aderenza migliorata B450C

Descrizione	Simbolo	Formula	Unità di misura	Valore
Resistenza caratteristica di rottura	$f_{t nom}$		N/mm ²	540
Resistenza caratteristica a snervamento	$f_{y nom}$		N/mm ²	450
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	γ_s		-	1.15
Resistenza di calcolo	f_{yd}	f_{yk} / γ_s	N/mm ²	391.3
Modulo elastico	E_s		N/mm ²	206000
Tensioni di progetto del cls allo S.L.E.				
Tensione massima di esercizio per l'acciaio	σ_s	$0.75 * f_{yk}$	N/mm ²	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 δ_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	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ [°]			Cu [kPa]			c' [kPa]	Vs [m/s]			Vs,eq [m/s]	Categoria di sottosuolo	G ₀ [MPa]			E _i /E _u [MPa]		E _i [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 ³
Rilevato:	γ_{ril}	= 20.00 kN/m ³
Ballast + armamento:	$\gamma_{ballast}$	= 18.00 kN/m ³

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;
- γ_b = peso specifico del ballast;
- H_{sc} = spessore del super compattato;
- γ_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

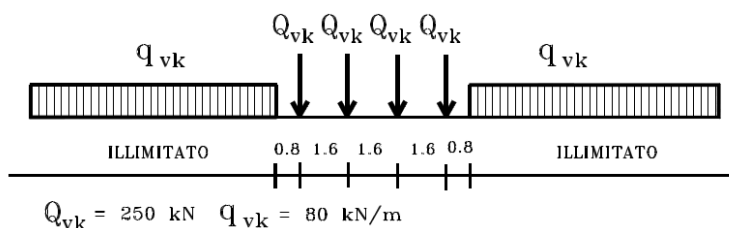
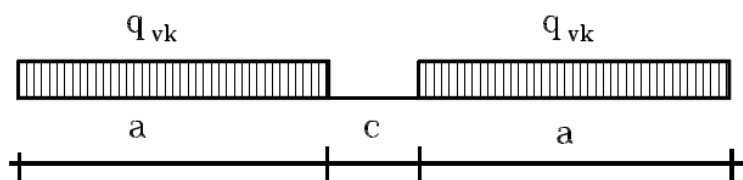


Figura 6.1 – Treno di carico LM71



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 Φ :

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 Φ sarà:

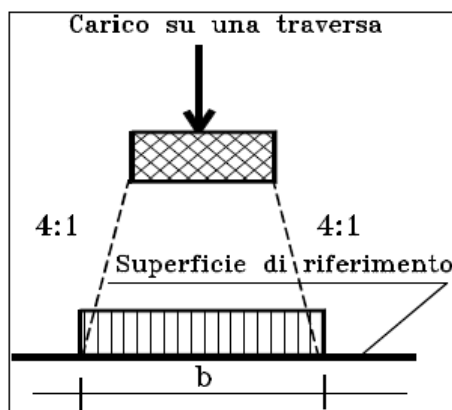
$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,73 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$$

Dove:

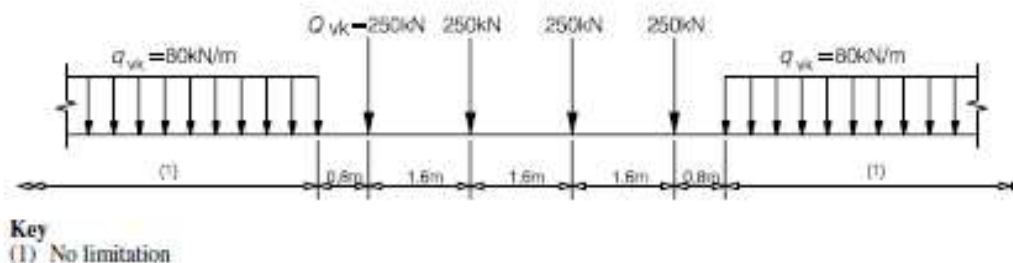
L_Φ rappresenta la lunghezza "caratteristica" in metri.

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.



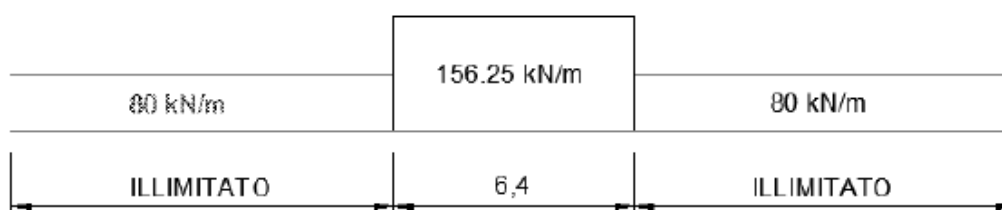
Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



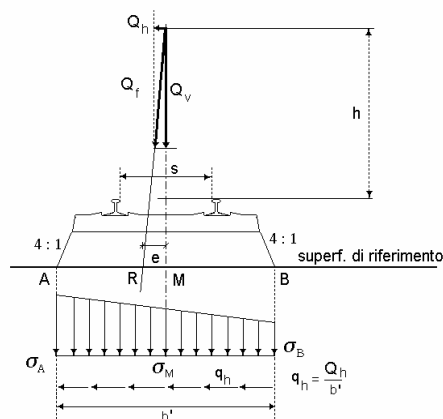
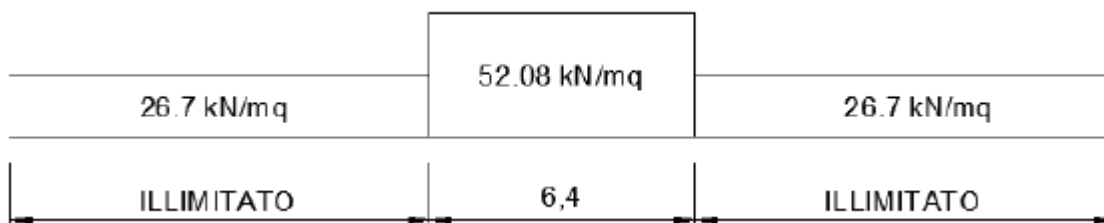
Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

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

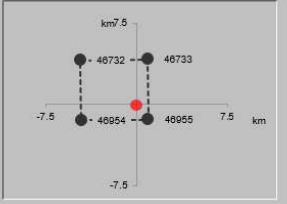
Ricerca per comune

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

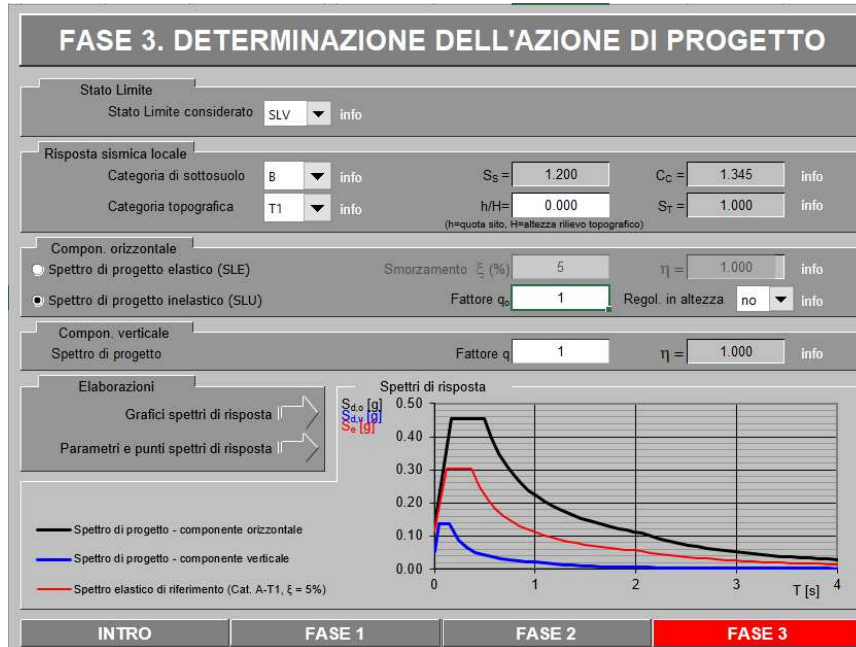
--□-- Strategia per costruzioni ordinarie

--■-- 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	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
η_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)
 $\eta = \sqrt{10 \cdot (\xi + 0.5)} \geq 0.55; \eta = 1/q$ (NTC-09 Eq. 3.2.4, 3.2.3.5)
 $T_0 = T_c / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.4)
 $T_c = C_c \cdot T_c^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)
 $T_0 = 4.0 \cdot a_s / g + 1.6$ (NTC-07 Eq. 3.2.4)

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

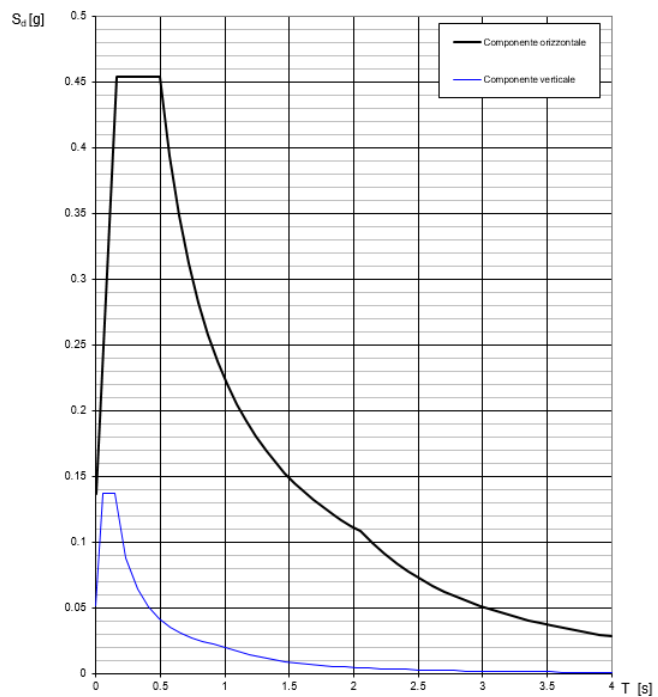
$0 \leq T < T_0$ $S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot E_s \left[\frac{T}{T_0} + \frac{1}{\eta \cdot E_s} \left(1 - \frac{T}{T_0} \right) \right]$
 $T_0 \leq T < T_c$ $S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot E_s$
 $T_c \leq T < T_p$ $S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot E_s \left(\frac{T_c}{T} \right)$
 $T_p \leq T$ $S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot E_s \left(\frac{T_p}{T} \right)$

La spettro di progetto $S_d(T)$ per lo Stato Limite Ultimo è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ moltiplicando da η , 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	0.129
1.684	0.122
1.758	0.127
1.832	0.126
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.

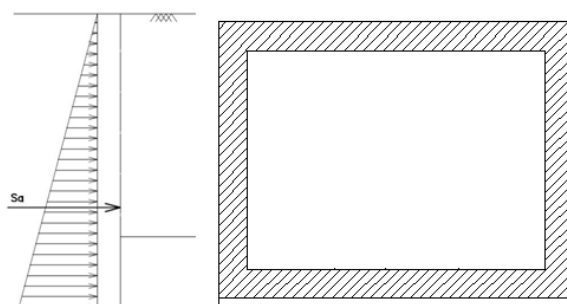


Figura 6.3 – Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno

La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 1 - \sin\phi'$, dove ϕ' 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 $S=k_0 \cdot q \cdot H$, con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste.

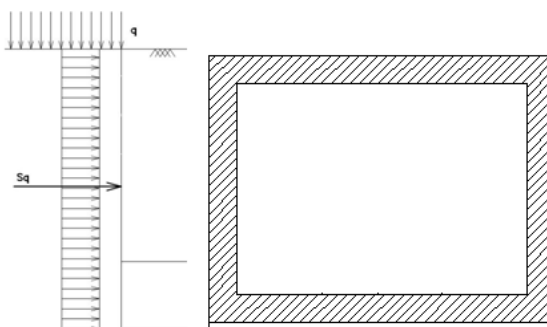


Figura 6.4– Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

6.11 Incremento di Spinta in condizione 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 $H/2$.

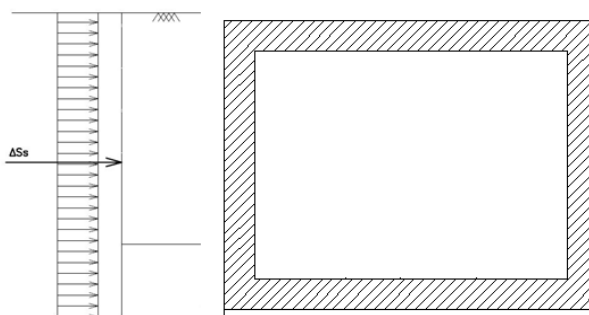


Figura 6.5– Schema per il calcolo degli effetti della sovraspinta sismica

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 (Φ, α , 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 ψ delle tabelle seguenti.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{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 ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_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 ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ 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.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

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

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_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 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	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 ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tab. 3 – Coefficienti di combinazione ψ 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":

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

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;

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

$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ 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;

α 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

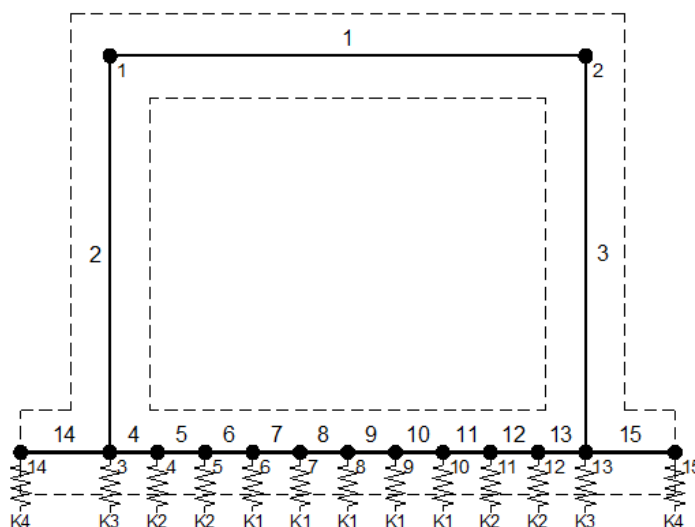
x = asse trasversale dello scatolare

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 2500 kN/m³. 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
ν	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	$(0.30/2 + 2.00 + 0.30/2) / 10 =$	0.23 m
Molle centrali	K1	$2500 \cdot 0.23 =$	575 kN/m
Molle intermedie	K2	$1.5 \cdot 2500 \cdot 0.23 =$	863 kN/m
Molle laterali	K3	$2.0 \cdot 2500 \cdot (0.23/2 + 0.30/2) =$	1 325 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

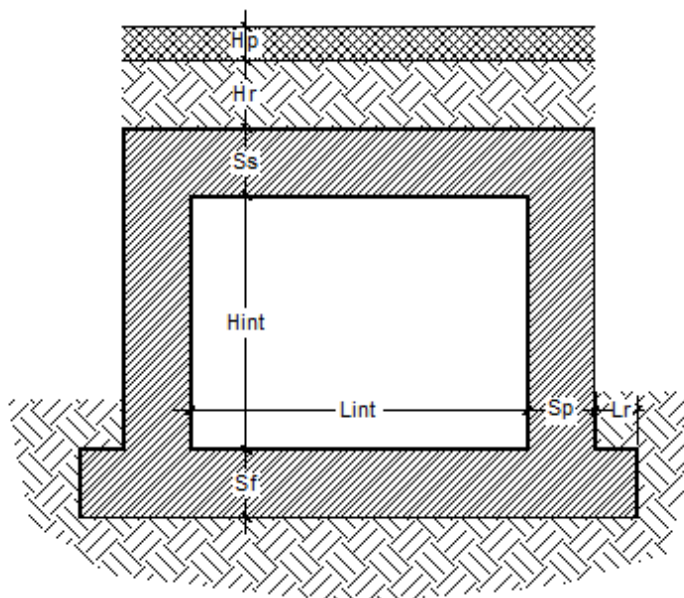
Calcestruzzo armato - Peso specifico	γ		25	kN/m ³
Calcestruzzo armato - Tipo			C30/37	
Calcestruzzo armato - Res. caratt. cubica	R_{ck}		37	N/mm ²
Calcestruzzo armato - Res. caratt. cilindrica	f_{ck}	$0.83 \cdot 37 =$	30.7	N/mm ²
Calcestruzzo armato - Modulo elastico	E		33000	N/mm ²
Ballast - Peso specifico	γ_b		18	kN/m ³
Terreno del rilevato - Peso specifico	γ		20	kN/m ³
Terreno del rilevato - Angolo di attrito	φ		35	°
Terreno di fondazione	K_w		2500	kN/m ³
Condizioni ambientali per ver. a fessurazione			aggressive	

Ricoprimento

Spessore ballast+armamento	H_b	0.77	m
Spessore medio traversina+binario	H_t	0.40	m
Spessore ballast sotto la traversina		0.37	m
Spessore del rinterro	H_r	4.17	m

Geometria

Spessore soletta superiore	S_s	0.30	m
Spessore soletta di fondazione	S_f	0.30	m
Spessore piedritti	S_p	0.30	m
Altezza netta	H_{int}	2.00	m
Larghezza netta	L_{int}	2.00	m
Lunghezza risvolti sol. inf.	L_r	0.00	m



Tab. 4: Geometria del modello

IN51 – Nuovo tombino al km 28+533
Relazione di calcolo scatolare 2x2

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	26 di 57

Azioni elementari applicate

Carichi permanenti (Condizione *PERM*)

Soletta superiore					
Peso ballast	Ps	$0.77 \cdot 18 =$		13.86	kN/m ²
Peso del rinterro	Pr	$4.17 \cdot 20 =$		83.40	kN/m ²
Totale				97.26	kN/m²
Risvolti soletta inferiore					
Peso ballast	Ps	-		0.00	kN/m ²
Peso del rinterro	Pr	-		0.00	kN/m ²
Totale				0.00	kN/m²

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

Coefficiente dinamico					
Lunghezza caratteristica per coeff. din.	L_{ϕ}	$= 1.3 \cdot 1/3 \cdot (2.15 + 2.30 + 2.15)$		2.86	m
Coefficiente dinamico	Φ_3	$= 1.35$ se $L_{int} \leq 8$ m e $H_{int} \leq 5$ m		1.00	
Qvk					
Coefficiente di adattamento	α			1.10	
Larghezza traversa	Lt			2.40	m
Impronta di carico y	Ld1	$2.40 + 2 \times (0.37/4 + 4.17 \times \text{TAN}(35^\circ) + 0.30/2) =$		8.72	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)		$1.1 \cdot 1.00 \cdot 1000 / (8.72 \cdot 6.40) =$		19.70	kN/m²
qvk					
Carico qvk				80	kN/m
Carico qvk (ripartito)		$1.1 \cdot 1.00 \cdot 80 / 8.72 =$		10.09	kN/m²

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

Coefficiente di adattamento	α			1.00	
Carico qvk				150	kN/m
Carico qvk (ripartito)		$1 \cdot 1.00 \cdot 150 / 8.72 =$		17.19	kN/m²

Per il calcolo della lunghezza caratteristica si fa riferimento a:

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

Avviamento e frenatura (Condizione *AVV*)

Q1ak (= 33 / Ld1) $33 / 8.72 =$ **3.78 kN/m²**

Azione termica (Condizione *TERM*)

Variazione termica uniforme	ΔT_U		0 °
Variazione termica a farfalla	ΔT_F		0 °
Variazione termica uniforme di calcolo	ΔT_{U*}	0 / 2 =	0.00 °
Variazione termica a farfalla di calcolo	ΔT_{F*}	0 / 2 =	0.00 °

Ritiro (Condizione *RITIRO*)

Ritiro applicato alla sol. Superiore ΔT_R **-10 °**

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

K0		$1 - \text{sen}(35^\circ) =$	0.426	
Spinta alla quota di estradosso sol. sup.	p1	$0.426 \cdot 97.26 =$	41.47	kN/m ²
Spinta in asse sol. sup.	p2	$0.426 \cdot (97.26 + 20 \cdot 0.30/2) =$	42.75	kN/m²
Spinta in asse sol. inf.	p3	$0.426 \cdot [97.26 + 20 \cdot (0.30+2.00+0.30/2)] =$	62.37	kN/m²
Spinta alla quota di intradosso sol. inf.	p4	$0.426 \cdot [97.26 + 20 \cdot (0.30+2.00+0.30)] =$	63.65	kN/m ²
Spinta semispessore sol. sup.	F1	$(41.47+42.75)/2 \cdot 0.30/2$	6.32	kN/m
Spinta semispessore sol. inf.	F2	$(62.37+63.65)/2 \cdot 0.30/2$	9.45	kN/m

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

Spinta dovuta al q1 $p \quad 0.426 \cdot 1.1 \cdot 1000 / (8.72 \cdot 6.40) =$ **8.40 kN/m²**

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

Spinta dovuta al q1 $p \quad 0.426 \cdot 1 \cdot 150 / (8.72 \cdot 6.40) =$ **1.15 kN/m²**

Sisma orizzontale (Condizione *SISMAH*)

Stato limite		Salvaguardia della vita - SLU -	SLV	
Vita nominale	V_N		75	anni
Classe d'uso			III	
Coefficiente C_U	C_U		1.5	
Periodo di riferimento	V_R		112.5	anni
Accelerazione orizzontale	a_g/g		0.114	
Amplificazione spettrale	F_o		2.652	
Categoria sottosuolo		A, B, C, D, E	B	
Coeff. Amplificazione stratigrafica	S_s		1.200	
Coeff. Amplificazione topografica	S_t		1	
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		1.00	
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. $1.1 \cdot 1000 / (8.72 \cdot 6.40) \cdot 2.60 + 1.1 \cdot 80 / 8.72 \cdot 2.60 =$ 77.4 kN/m

Forza orizz. sulla sol. di cop.	FHs	$0.137 \cdot (0.30 \cdot 25 + 97.26 + 0.2 \cdot 77.4 / 2.30) / 1.00 =$	15.25	kN/m²
Forza orizz. sui piedritti	FHp	$0.137 \cdot (0.30 \cdot 25) / 1.00 =$	1.03	kN/m²

Sisma verticale (Condizione *SISMAV*)

Forza vert. sulla sol. di cop. $FVs \quad 0.068 \cdot (0.30 \cdot 25 + 97.26 + 0.2 \cdot 77.4 / 2.30) / 1.00 =$ **7.63 kN/m²**

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

Risultante della spinta sismica	ΔS_E	$= (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot (H_{int} + S_s + S_f + H_b + H_r)^2 = 0.137 \cdot 20 \cdot 7.54^2$	155.5	kN/m
Pressione risultante	Δp_E	$= \Delta S_E / H = 155.5 / 2.30$	67.63	kN/m²



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

IN51 – Nuovo tombino al km 28+533
 Relazione di calcolo scatolare 2x2

COMMESSA LOTTO FASE-ENTE DOCUMENTO REV. FOGLIO
 RS3Z 00 D 26 CLIN5100001 B 28 di 57

9.3 Combinazioni

N	PERM	PERM-G2	ACC-M71	ACC-T71	AVV	SPTSX	SPTDX	SPQSX71	SPQDX71	TERM	RITIRO	SISMAH	SISMAV	SPSDX	ACC-SW	SPQSXSX	SPQDXSX
01	01S1-11M	1.35	1.50	1.45	0	0.73	1.00	1.00	0	0	0.9	0	0	0	0	0	0
02	02S1-11T	1.35	1.50	0	1.45	0.73	1.00	1.00	0	0	0.9	0	0	0	0	0	0
03	03S1-12M	1.35	1.50	1.45	0	0.73	1.35	1.35	1.45	1.45	0.9	0	0	0	0	0	0
04	04S1-12T	1.35	1.50	0	1.45	0.73	1.35	1.35	1.45	1.45	0.9	0	0	0	0	0	0
05	05S1-13M	1.35	1.50	1.45	0	0.73	1.00	1.35	0	1.45	0.9	0	0	0	0	0	0
06	06S1-13T	1.35	1.50	0	1.45	0.73	1.00	1.35	0	1.45	0.9	0	0	0	0	0	0
07	07S1-14-	1.35	1.50	0	0	0	1.35	1.35	1.45	1.45	0.9	0	0	0	0	0	0
08	08S1-15-	1.35	1.50	0	0	0	1.00	1.35	0	1.45	0.9	0	0	0	0	0	0
09	09S1-16S	1.35	1.5	0	0	0.73	1.00	1.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	0
10	10S1-17S	1.35	1.5	0	0	0.73	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45
11	11S1-18S	1.35	1.5	0	0	0.73	1.00	1.35	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45
12	12S1-19S	1.35	1.5	0	0	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45
13	13S1-20S	1.35	1.5	0	0	0.00	1.00	1.35	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0	1.45
14	14S1-21M	1.35	1.50	1.45	0	0.73	1.00	1.00	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	0	0
15	15S1-21T	1.35	1.50	0	1.45	0.73	1.00	1.00	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	0	0
16	16S1-22M	1.35	1.50	1.45	0	0.73	1.35	1.35	1.45	1.45	-0.9	1.35	0	0	0	0	0
17	17S1-22T	1.35	1.50	0	1.45	0.73	1.35	1.35	1.45	1.45	-0.9	1.35	0	0	0	0	0
18	18S1-23M	1.35	1.50	1.45	0	0.73	1.00	1.35	0	1.45	-0.9	1.35	0	0	0	0	0
19	19S1-23T	1.35	1.50	0	1.45	0.73	1.00	1.35	0	1.45	-0.9	1.35	0	0	0	0	0
20	20S1-24-	1.35	1.50	0	0	0	1.35	1.35	1.45	1.45	-0.9	1.35	0	0	0	0	0
21	21S1-25-	1.35	1.50	0	0	0	1.00	1.35	0	1.45	-0.9	1.35	0	0	0	0	0
22	22S1-26S	1.35	1.5	0	0	0.73	1.00	1.00	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	1.45	0
23	23S1-27S	1.35	1.5	0	0	0.73	1.35	1.35	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	1.45	1.45
24	24S1-28S	1.35	1.5	0	0	0.73	1.00	1.35	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	1.45	1.45
25	25S1-29S	1.35	1.5	0	0	0.00	1.35	1.35	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	0	1.45
26	26S1-30S	1.35	1.5	0	0	0.00	1.00	1.35	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	0	1.45
27	27S1T11M	1.35	1.50	1.16	0	1.16	1.00	1.00	0	0	1.5	0	0	0	0.00	0.00	0.00
28	28S1T11T	1.35	1.50	0	1.16	1.16	1.00	1.00	0	1.5	0	0	0	0	0.00	0.00	0.00
29	29S1T12M	1.35	1.50	1.16	0	1.16	1.35	1.35	1.16	1.16	1.5	0	0	0	0.00	0.00	0.00
30	30S1T12T	1.35	1.50	0	1.16	1.16	1.35	1.35	1.16	1.16	1.5	0	0	0	0.00	0.00	0.00
31	31S1T13M	1.35	1.50	1.16	0	1.16	1.00	1.35	0	1.16	1.5	0	0	0	0.00	0.00	0.00
32	32S1T13T	1.35	1.50	0	1.16	1.16	1.00	1.35	0	1.16	1.5	0	0	0	0.00	0.00	0.00
33	33S1T14-	1.35	1.50	0	0	0	1.35	1.35	1.16	1.16	1.5	0	0	0	0.00	0.00	0.00
34	34S1T15-	1.35	1.50	0	0	0	1.00	1.35	0	1.16	1.5	0	0	0	0.00	0.00	0.00
35	35S1T16S	1.35	1.5	0	0	1.16	1.00	1.00	0	0	1.5	0	0	0	0	1.16	0
36	36S1T17S	1.35	1.5	0	0	1.16	1.35	1.35	0	0	1.5	0	0	0	0	1.16	1.16
37	37S1T18S	1.35	1.5	0	0	1.16	1.00	1.35	0	0	1.5	0	0	0	0	1.16	1.16
38	38S1T19S	1.35	1.5	0	0	0	1.35	1.35	0	0	1.5	0	0	0	0.00	1.16	1.16
39	39S1T20S	1.35	1.5	0	0	0	1.00	1.35	0	0	1.5	0	0	0	0.00	0	1.16
40	40S1T21M	1.35	1.50	1.16	0	1.16	1.00	1.00	0	0	-1.5	1.35	0	0	0.00	0.00	0.00
41	41S1T21T	1.35	1.50	0	1.16	1.16	1.00	1.00	0	0	-1.5	1.35	0	0	0.00	0.00	0.00
42	42S1T22M	1.35	1.50	1.16	0	1.16	1.35	1.35	1.16	1.16	-1.5	1.35	0	0	0.00	0.00	0.00
43	43S1T22T	1.35	1.50	0	1.16	1.16	1.35	1.35	1.16	1.16	-1.5	1.35	0	0	0.00	0.00	0.00
44	44S1T23M	1.35	1.50	1.16	0	1.16	1.00	1.35	0	1.16	-1.5	1.35	0	0	0.00	0.00	0.00
45	45S1T23T	1.35	1.50	0	1.16	1.16	1.00	1.35	0	1.16	-1.5	1.35	0	0	0.00	0.00	0.00
46	46S1T24-	1.35	1.50	0	0	0	1.35	1.35	1.16	1.16	-1.5	1.35	0	0	0.00	0.00	0.00
47	47S1T25-	1.35	1.50	0	0	0	1.00	1.35	0	1.16	-1.5	1.35	0	0	0.00	0.00	0.00
48	48S1T26S	1.35	1.5	0	0	1.16	1.00	1.00	0	0	-1.5	1.35	0	0	0	1.16	0
49	49S1T27S	1.35	1.5	0	0	1.16	1.35	1.35	0	0	-1.5	1.35	0	0	0	1.16	1.16
50	50S1T28S	1.35	1.5	0	0	1.16	1.00	1.35	0	0	-1.5	1.35	0	0	0	1.16	1.16
51	51S1T29S	1.35	1.5	0	0	0	1.35	1.35	0	0	-1.5	1.35	0	0	0	0	1.16
52	52S1T30S	1.35	1.5	0	0	0	1.00	1.35	0	0	-1.5	1.35	0	0	0	0	1.16
53	53S3-11M	1.35	1.50	1.45	0	1.45	1.00	1.00	0	0	0.9	0	0	0	0	0	0
54	54S3-11T	1.35	1.50	0	1.45	1.45	1.00	1.00	0	0	0.9	0	0	0	0	0	0
55	55S3-12M	1.35	1.50	1.45	0	1.45	1.35	1.35	1.45	1.45	0.9	0	0	0	0	0	0
56	56S3-12T	1.35	1.50	0	1.45	1.45	1.35	1.35	1.45	1.45	0.9	0	0	0	0	0	0
57	57S3-13M	1.35	1.50	1.45	0	1.45	1.00	1.35	0	1.45	0.9	0	0	0	0	0	0
58	58S3-13T	1.35	1.50	0	1.45	1.45	1.00	1.35	0	1.45	0.9	0	0	0	0	0	0
59	59S3-14S	1.35	1.5	0	0	1.45	1.00	1.00	0	0	0.9	0	0	0	0	1.45	0
60	60S3-15S	1.35	1.5	0	0	1.45	1.35	1.35	0	0	0.9	0	0	0	0	1.45	1.45
61	61S3-16S	1.35	1.5	0	0	1.45	1.00	1.35	0	0	0.9	0	0	0	0	1.45	1.45
62	62S3-21M	1.35	1.50	1.45	0	1.45	1.00	1.00	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	0	0
63	63S3-21T	1.35	1.50	0	1.45	1.45	1.00	1.00	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	0	0
64	64S3-22M	1.35	1.50	1.45	0	1.45	1.35	1.35	1.16	1.16	-0.9	1.35	0	0	0	0	0
65	65S3-22T	1.35	1.50	0	1.45	1.45	1.35	1.35	1.16	1.16	-0.9	1.35	0	0	0	0	0
66	66S3-23M	1.35	1.50	1.45	0	1.45	1.00	1.35	0	1.16	-0.9	1.35	0	0	0	0	0
67	67S3-23T	1.35	1.50	0	1.45	1.45	1.00	1.35	0	1.16	-0.9	1.35	0	0	0	0	0

IN51 – Nuovo tombino al km 28+533
Relazione di calcolo scatolare 2x2

COMMESSA LOTTO FASE-ENTE DOCUMENTO REV. FOGLIO
RS3Z 00 D 26 CLIN5100001 B 29 di 57

N	PERM	PERM-G2	ACC-M71	ACC-T71	AVV	SPTSX	SPTDX	SPOSX71	SPQDX71	TERM	RTIRO	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	71SSS1--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	0.5	0	1	0.3	1	0	0	0
72	72SSS2--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	0.5	0	1	-0.3	1	0	0	0
73	73SSS3--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	0.5	0	0.3	1	0.3	0	0	0
74	74SSS4--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	0.5	0	0.3	-1	0.3	0	0	0
75	75SSS5--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	-0.5	1	1	0.3	1	0	0	0
76	76SSS6--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	-0.5	1	1	-0.3	1	0	0	0
77	77SSS7--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	-0.5	1	0.3	1	0.3	0	0	0
78	78SSS8--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	-0.5	1	0.3	-1	0.3	0	0	0
79	79SSS9S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	0.5	0	1	0.3	1	0.2	0	0.2
80	80SSS10S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	0.5	0	1	-0.3	1	0.2	0	0.2
81	81SSS11S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	0.5	0	0.3	1	0.3	0.2	0	0.2
82	82SSS12S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	0.5	0	0.3	-1	0.3	0.2	0	0.2
83	83SSS13S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	-0.5	1	1	0.3	1	0.2	0	0.2
84	84SSS14S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	-0.5	1	1	-0.3	1	0.2	0	0.2
85	85SSS15S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	-0.5	1	0.3	1	0.3	0.2	0	0.2
86	86SSS16S	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

IN51 – Nuovo tombino al km 28+533
Relazione di calcolo scatolare 2x2

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	30 di 57

- SPTD_x** : spinta del terreno sulla parete dx
SPQS_{x71} : spinta del carico accidentale LM71 sulla parete sx
SPQD_{x71} : spinta del carico accidentale LM71 sulla parete dx
TERM : termica
RITIRO : ritiro
SISMAH : azione sismica
SISDX : incremento sismico della spinta del terreno
SPQS_{xSW} : spinta del carico accidentale SW/2 sulla parete sx
SPQD_{xSW} : spinta del carico accidentale SW/2 sulla parete dx

9.4 Sollecitazioni

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

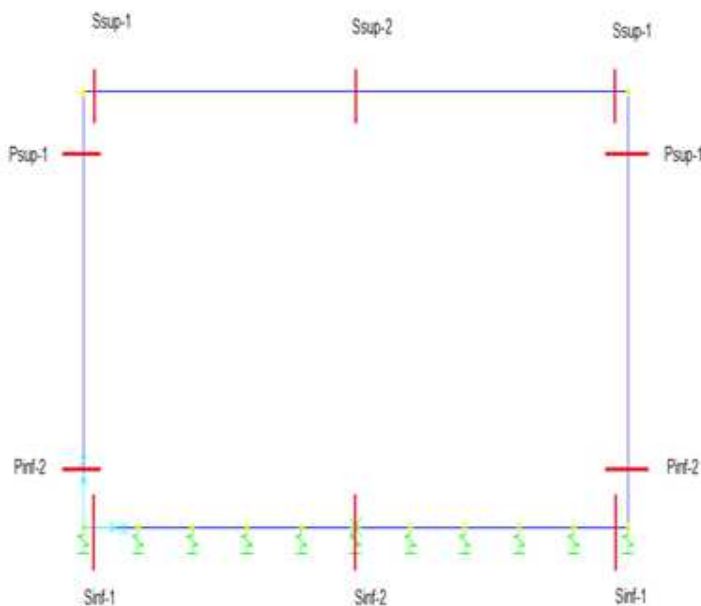


Figura 9.1 - Sezioni di verifica

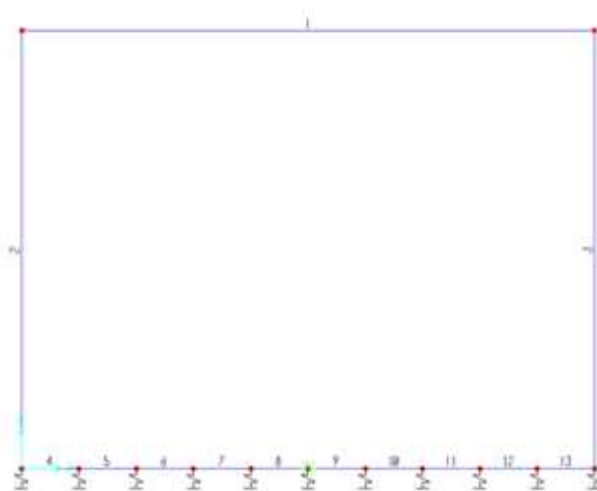


Figura 9.2 - Nomenclatura frame

IN51 - Nuovo tombino al km 28+533
Relazione di calcolo scatolare 2x2

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	32 di 57

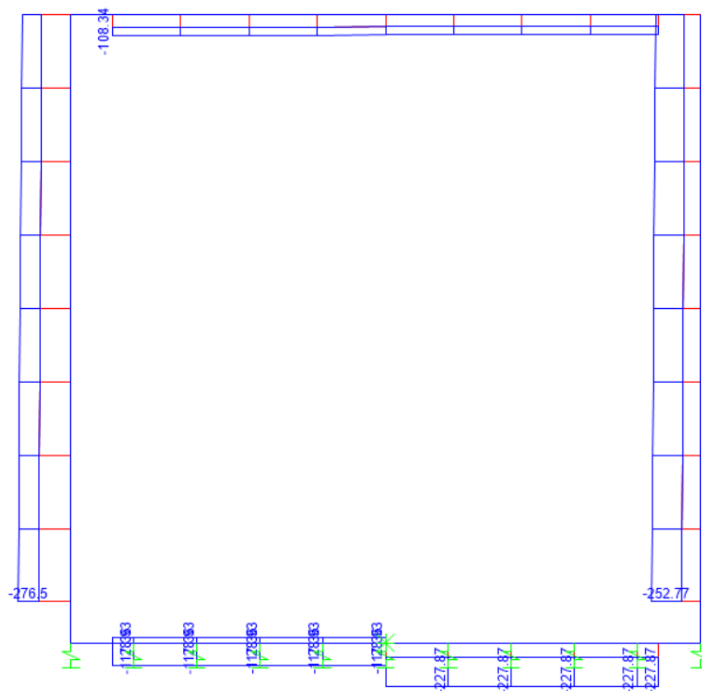


Figura 9.3 - Sforzo Normale - Involuppo SLU

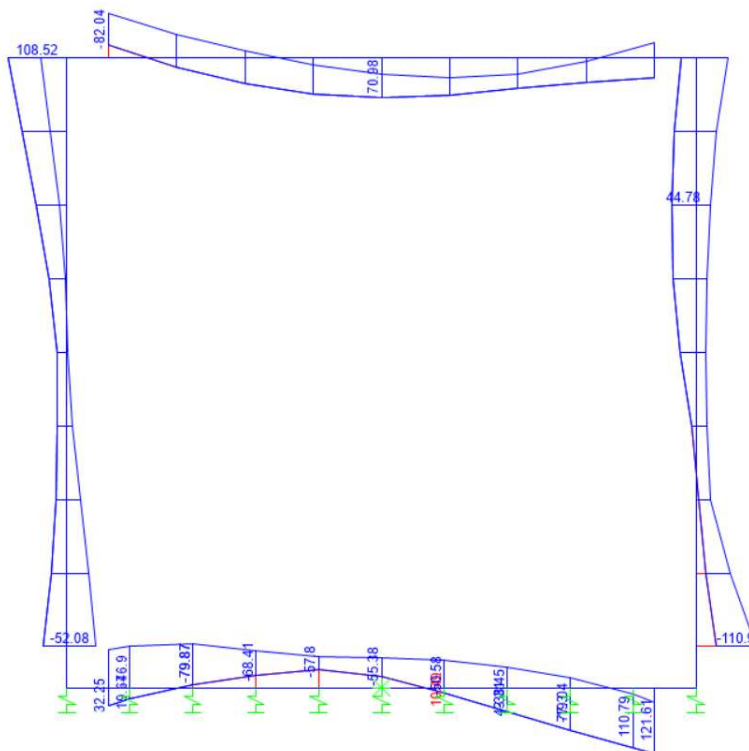


Figura 9.4 - Momento flettente - Involuppo SLU

IN51 - Nuovo tombino al km 28+533
Relazione di calcolo scatolare 2x2

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	33 di 57

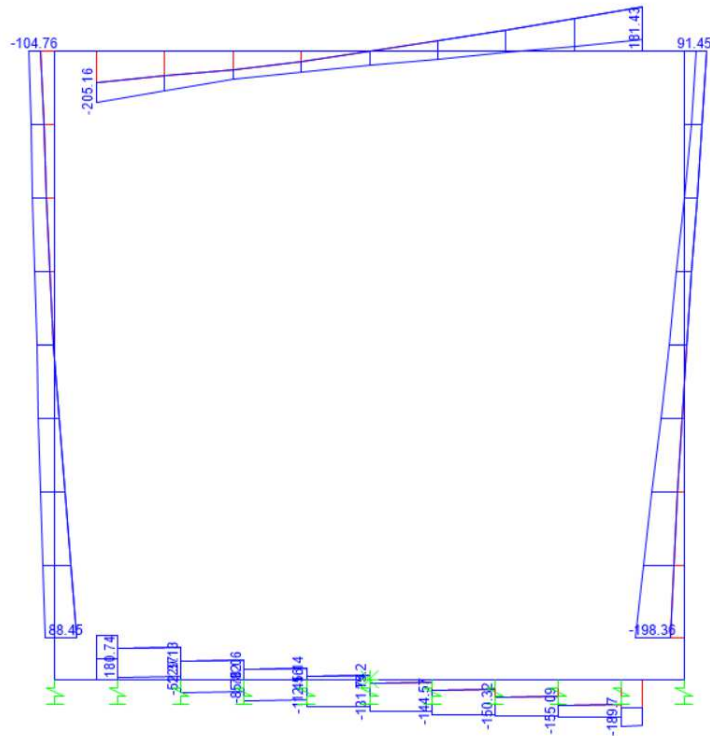


Figura 9.5 - Taglio - Involuppo SLU

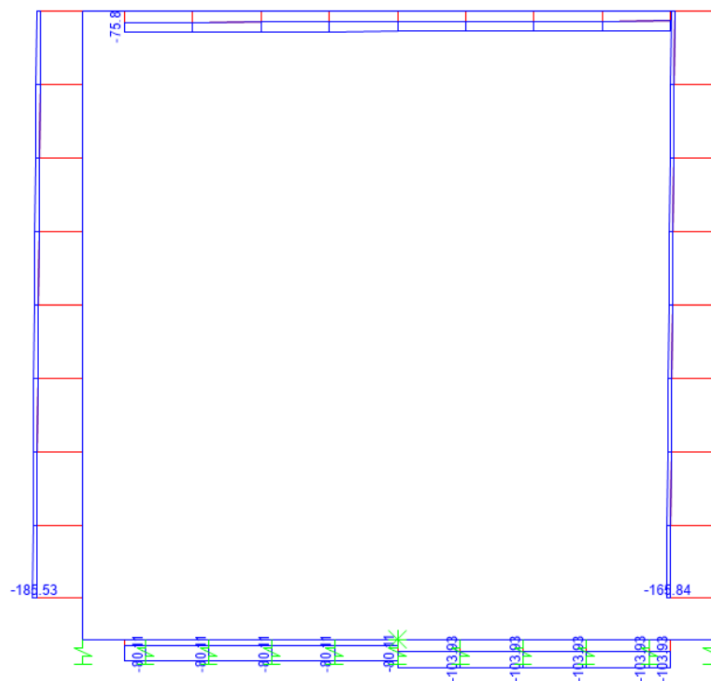


Figura 9.6 - Sforzo Normale - Involuppo SLE-Rara

IN51 – Nuovo tombino al km 28+533
Relazione di calcolo scatolare 2x2

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	34 di 57

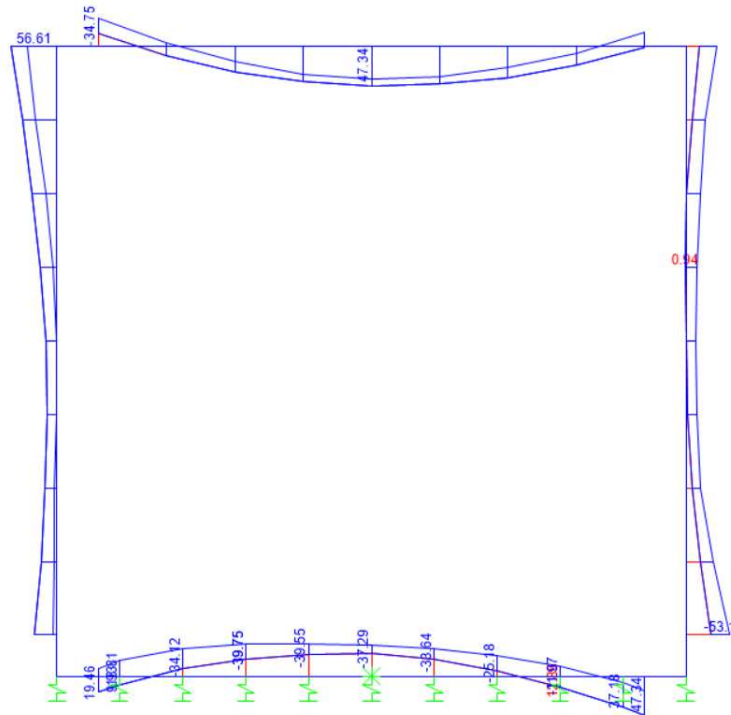


Figura 9.7 - Momento flettente – Inviluppo SLE-Rara

9.5 Verifiche strutturali

9.5.1 Verifica piedritti

Sezione: 30 x 100 cm

Armatura a flessione:

- Sommità (Pied-Sommità)

Armatura tesa

φ 20/20 cm

Armatura compressa

φ 20/20 cm

- Spiccato (Pied-Spicc)

Armatura tesa

φ 20/20 cm

Armatura compressa

φ 20/20 cm

Armatura a taglio:

Spille φ 12/20x20 cm.

IN51 - Nuovo tombino al km 28+533
Relazione di calcolo scatolare 2x2

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	36 di 57

• Verifica a pressoflessione spiccato (Pied-Spicc)

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

Calcestruzzo	
Tipo	C30/37
R_{ck}	37 N/mm ²
f_{ck}	30.71 N/mm ²
γ_c	1.5
f_{cd}	20.5 N/mm ²
f_{cc}	17.4 N/mm ²

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

Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione h	= 30 cm
Base della sezione b	= 100 cm
Copriferro d'	= 8 cm
Altezza utile della sezione d	= 22 cm

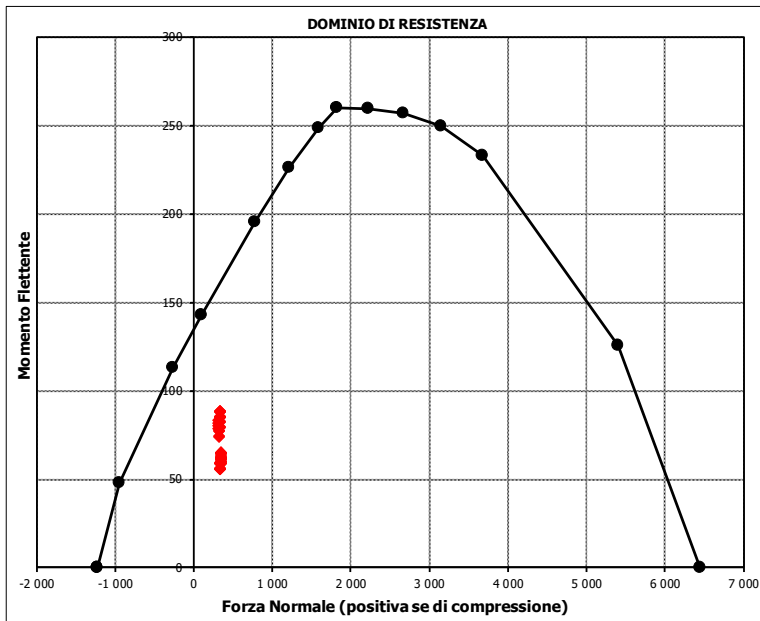
Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	20	15.71	cm ²
		0.00	cm ²
		0.00	cm ²
		15.71	cm²

Armatura compressa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	20	15.71	cm ²
		0.00	cm ²
		0.00	cm ²
		15.71	cm²

Caratteristiche di sollecitazione			
Comb.	Nsd [kN]	Msd [kNm]	
(Nmax) Fr_3St_01S	352	59	
(Nmin) Fr_3St_72S	128	176	
(Mmax) Fr_3St_75S	135	180	
(Mmin) Fr_3St_38S	331	56	

Caratteristiche di sollecitazioni

Comb.	Nsd	Msd			
01S1-11M	352	59	53S3-11M	350	61
02S1-11T	352	59	54S3-11T	350	61
03S1-12M	352	62	55S3-12M	350	64
04S1-12T	352	62	56S3-12T	350	64
05S1-13M	335	85	57S3-13M	333	88
06S1-13T	335	85	58S3-13T	333	88
07S1-14	331	56	59S3-14S	347	61
08S1-15	315	80	60S3-15S	347	63
09S1-16S	349	59	61S3-16S	334	82
10S1-17S	349	61	62S3-21M	350	64
11S1-18S	336	79	63S3-21T	350	64
12S1-19S	331	56	64S3-22M	350	67
13S1-20S	318	74	65S3-22T	350	67
14S1-21M	352	62	66S3-23M	334	89
15S1-21T	352	62	67S3-23T	334	89
16S1-22M	352	65	68S3-24S	347	64
17S1-22T	352	65	69S3-25S	347	66
18S1-23M	335	89	70S3-26S	334	84
19S1-23T	335	89	71SSS1--	135	177
20S1-24	331	59	72SSS2--	128	176
21S1-25	315	83	73SSS3--	201	97
22S1-26S	349	62	74SSS4--	175	93
23S1-27S	349	64	75SSS5--	135	180
24S1-28S	336	82	76SSS6--	128	178
25S1-29S	331	59	77SSS7--	201	99
26S1-30S	318	77	78SSS8--	175	95
27S1T11M	346	60	79SSS9S	135	176
28S1T11T	346	60	80SSS10S	128	175
29S1T12M	346	62	81SSS11S	201	96
30S1T12T	346	62	82SSS12S	175	92
31S1T13M	330	85	83SSS13S	135	179
32S1T13T	330	85	84SSS14S	128	178
33S1T14	331	56	85SSS15S	201	98
34S1T15	315	79	86SSS16S	175	94
35S1T16S	344	59			
36S1T17S	344	61			
37S1T18S	331	80			
38S1T19S	331	56			
39S1T20S	318	74			
40S1T21M	346	63			
41S1T21T	346	63			
42S1T22M	346	65			
43S1T22T	346	65			
44S1T23M	330	88			
45S1T23T	330	88			
46S1T24	331	59			
47S1T25	315	82			
48S1T26S	344	62			
49S1T27S	344	64			
50S1T28S	331	83			
51S1T29S	331	59			
52S1T30S	318	77			



IN51 - Nuovo tombino al km 28+533
Relazione di calcolo scatolare 2x2

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	37 di 57

• Verifica a pressoflessione sommità (Pied-Sommità)

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

Calcestruzzo	
Tipo	C30/37
R_{ck}	37 N/mm ²
f_{ck}	30.71 N/mm ²
γ_c	1.5
f_{cd}	20.5 N/mm ²
f_{cc}	17.4 N/mm ²

copriferro	50	mm
staffe	10	mm
armat. sec	10	mm

Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 30$ cm
Base della sezione	$b = 100$ cm
Copriferro	$d' = 8$ cm
Altezza utile della sezione	$d = 22$ cm

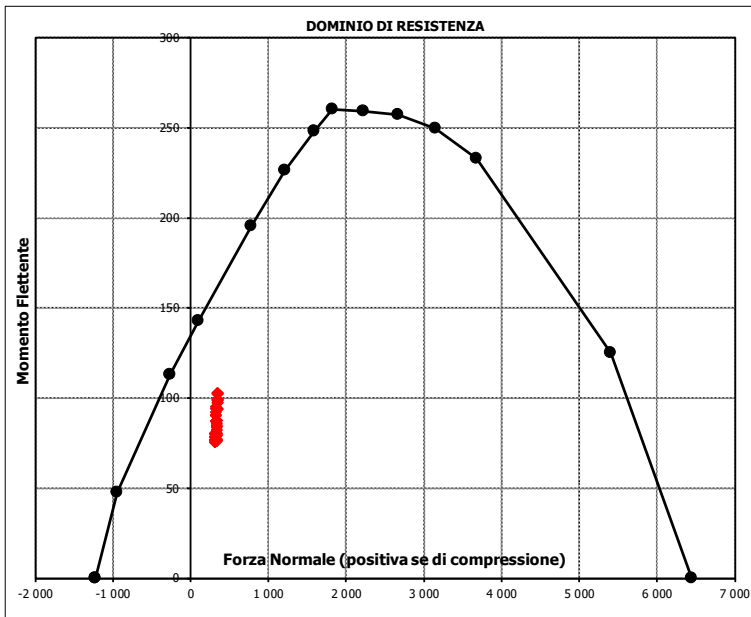
Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	cm ²
5	20	15.71	cm ²
		0.00	cm ²
		0.00	cm ²
15.71 cm²			

Armatura compressa			
N° ferri	Diametro	Area	cm ²
5	20	15.71	cm ²
		0.00	cm ²
		0.00	cm ²
15.71 cm²			

Caratteristiche di sollecitazione			
Comb.	Nsd [kN]	Msd [kNm]	
(Nmax)	Fr_2St_57S	353	105
(Nmin)	Fr_2St_82S	235	97
(Mmax)	Fr_2St_71S	309	176
(Mmin)	Fr_2St_51S	309	75

Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd	Msd			
01S1-11M	334	80	53S3-11M	337	82
02S1-11T	334	80	54S3-11T	337	82
03S1-12M	334	88	55S3-12M	337	90
04S1-12T	334	88	56S3-12T	337	90
05S1-13M	351	103	57S3-13M	353	105
06S1-13T	351	103	58S3-13T	353	105
07S1-14	309	80	59S3-14S	334	82
08S1-15	326	95	60S3-15S	334	88
09S1-16S	332	79	61S3-16S	347	100
10S1-17S	332	85	62S3-21M	337	79
11S1-18S	344	97	63S3-21T	337	79
12S1-19S	309	79	64S3-22M	337	86
13S1-20S	322	90	65S3-22T	337	86
14S1-21M	334	76	66S3-23M	352	101
15S1-21T	334	76	67S3-23T	352	101
16S1-22M	334	84	68S3-24S	334	78
17S1-22T	334	84	69S3-25S	334	84
18S1-23M	351	99	70S3-26S	347	96
19S1-23T	351	99	71SSS1-	309	176
20S1-24-	309	77	72SSS2-	301	174
21S1-25-	326	92	73SSS3-	262	103
22S1-26S	332	76	74SSS4-	236	98
23S1-27S	332	82	75SSS5-	309	173
24S1-28S	344	94	76SSS6-	301	172
25S1-29S	309	75	77SSS7-	262	101
26S1-30S	322	87	78SSS8-	236	95
27S1T11M	331	80	79SSS9S	308	175
28S1T11T	331	80	80SSS10S	300	173
29S1T12M	331	88	81SSS11S	261	102
30S1T12T	331	88	82SSS12S	235	97
31S1T13M	347	102	83SSS13S	308	173
32S1T13T	347	102	84SSS14S	300	171
33S1T14-	309	80	85SSS15S	261	100
34S1T15-	325	94	86SSS16S	235	94
35S1T16S	329	80			
36S1T17S	329	86			
37S1T18S	342	98			
38S1T19S	309	79			
39S1T20S	322	90			
40S1T21M	331	77			
41S1T21T	331	77			
42S1T22M	331	84			
43S1T22T	331	84			
44S1T23M	347	99			
45S1T23T	347	99			
46S1T24-	309	77			
47S1T25-	325	91			
48S1T26S	329	76			
49S1T27S	329	83			
50S1T28S	342	94			
51S1T29S	309	75			
52S1T30S	322	87			



- 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		328
R_{ck}	37 N/mm ²	N_{Ed}	kN		0
f_{ck}	30.7 N/mm ²	Armatura a taglio			
γ_c	1.5	Diametro	mm		12
α_{cc}	0.85	Numero barre			5
f_{cd}	17.4 N/mm ²	A_{sw}	cm ²		5.65
Acciaio		Passo s	cm		20
f_{tk}	540 N/mm ²	Angolo α	°		90
f_{yk}	450 N/mm ²	Armatura longitudinale			
γ_s	1.15	n_1			5
f_{yd}	391 N/mm ²	\varnothing_1	mm		20
		n_2			-
		\varnothing_2	mm		-
		Asl	cm ²		15.71
		Sezione			
		b_w	cm		100
		H	cm		30
		c	cm		8
		d	cm		22
		k	N/mm ²		1.95
		v_{min}	N/mm ²		0.53
		ρ			0.0071
		σ_{cp}	N/mm ²		0.00
		α_c			1.00
		Resistenza senza armatura a taglio			
		V_{Rd}	kN		144
		Resistenza con armatura a taglio			
		Inclinazione puntone θ	°		21.8
		V_{RSd}	kN		548
		V_{RCd}	kN		594
		V_{Rd}	kN		548

IN51 – Nuovo tombino al km 28+533
Relazione di calcolo scatolare 2x2

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	39 di 57

• Verifica a fessurazione spiccato (Pied-Spice)

Sollecitazioni

Momento flettente	M	68.52	kN m
Sforzo normale	N	217	kN

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R _{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f _{ck}	30.71	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E _{cm}	33019.43	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ _{amm}	16.9	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f _{ctm}	3.4	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f _{ctk}	2.3	N/mm ²
Tensione di snervamento acciaio	f _{yk}	450.00	N/mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E _s	200000.00	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ _{amm}	337.5	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	30	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	As _{1'}	15.71	cm ²	5 Ø 20	C _{s1} = 8.0 cm
Armatura compressa (2° strato)	As _{2'}	0.00	cm ²	0 Ø 0	C _{s2} = 9.0 cm
Armatura tesa (2° strato)	As ₂	0.00	cm ²	0 Ø 0	C _{t2} = 9.0 cm
Armatura tesa (1° strato)	As ₁	15.71	cm ²	5 Ø 20	C _{t1} = 8.0 cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ _c	8.4	N/mm ²	< σ _{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ _s	153.2	N/mm ²	< σ _{samm}

Eccentricità	e (M)	31.6	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	16.6	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	9.9	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A _{id}	3440	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J _{id}	248090.706	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J _{id*}	67912.51647	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f _{ctk})	M _{fess*}	49	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f _{ctm})	M _{fess}	66	kN m	
Eccentricità per M=M _{fess}	e (M _{fess})	30.4	cm	
	u (M _{fess})	15.4	cm	
Compressione max nel cls. per M=M _{fess}	σ _{cr}	8.1		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per M=M _{fess}	σ _{sr}	144.9	N/mm ²	
Posizione asse neutro per M=M _{fess}	y (M _{fess})	10.0	cm	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	k _t	0.6		
Altezza efficace	h _{c,eff}	6.66	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α _e	6.1	-	
Armatura nell'area efficace	As _{eff}	15.71	cm ²	
Area efficace	Ac _{eff}	665.63	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	ρ _{eff}	0.0236	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ε _{sm}	0.000289724	-	
Copri ferro netto	c'	5.0	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	K ₁	0.80	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	K ₂	0.50	-	
Coefficiente adimensionale	K ₃	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	K ₄	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr ed armatura	φ _{eq}	20.00	mm	
Distanza massima tra le fessure	Δs _{max}	314.0760177	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs _m	184.7505987	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	w _m	0.05	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	w _d	0.09	mm	

IN51 – Nuovo tombino al km 28+533
Relazione di calcolo scatolare 2x2

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	40 di 57

- Verifica a fessurazione sommità (Pied-Sommità)

Sollecitazioni

Momento flettente	M	75.55	kN m
Sforzo normale	N	239	kN

Materiali

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

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	30	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	15.71	cm ²	5 Ø 20	$c_{s1} = 8.0$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0	$c_{s2} = 9.0$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	0 Ø 0	$c_{t2} = 9.0$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	15.71	cm ²	5 Ø 20	$c_{t1} = 8.0$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	9.3	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	169.2	N/mm ²	< σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	31.7	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	16.7	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	9.9	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	3440	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	248090.706	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	67878.7142	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	50	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	67	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	28.1	cm	
	u (M_{fess})	13.1	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	8.2		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	141.3	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	10.2	cm	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	k_t	0.6		
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	6.59	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α_e	6.1	-	
Armatura nell'area efficace	AS_{eff}	15.71	cm ²	
Area efficace	AC_{eff}	659.07	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	ρ_{eff}	0.0238	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ϵ_{sm}	0.000282597	-	
Copriferro netto	c'	5.0	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	K_1	0.80	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	K_2	0.50	-	
Coefficiente adimensionale	K_3	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	K_4	0.425	-	
Diametro equivalente delle barre di armatura	ϕ_{eq}	20.00	mm	
Distanza massima tra le fessure	Δs_{max}	312.6567106	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs_m	183.9157121	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	w_m	0.05	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	w_d	0.09	mm	



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

IN51 – Nuovo tombino al km 28+533
Relazione di calcolo scatolare 2x2

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	41 di 57

9.5.2 Verifica soletta superiore

Sezione: 30 x 100 cm

Armatura a flessione:

- Appoggio (Solsup-App)

Armatura tesa

ϕ 20/20 cm

Armatura compressa

ϕ 20/20 cm

- Campata (Solsup-Camp)

Armatura tesa

ϕ 20/20 cm

Armatura compressa

ϕ 20/20 cm

Armatura a taglio:

Spille ϕ 12/20x20 cm.

IN51 - Nuovo tombino al km 28+533
Relazione di calcolo scatolare 2x2

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	42 di 57

• Verifica a pressoflessione appoggio (Solsup-App)

Acciaio

Tensione car. di rottura	f_{tk}	=	540	N/mm ²
Tensione car. di snervamento	f_{yk}	=	450	N/mm ²
Coeff. parziale di sicurezza	γ_s	=	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	=	391	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	=	205000	N/mm ²
	ϵ_{yd}	=	0.00191	

Calcestruzzo

Tipo	C30/37
R_{ck}	37 N/mm ²
f_{ck}	30.71 N/mm ²
γ_c	1.5
f_{cd}	20.5 N/mm ²
f_{cc}	17.4 N/mm ²

copriferro	50	mm
staffe	10	mm
armat. sec	10	mm

Geometria della sezione

Altezza geometrica della sezione	h	=	30	cm
Base della sezione	b	=	100	cm
Copriferro	d'	=	8	cm
Altezza utile della sezione	d	=	22	cm

Armatura tesa

N° ferri	Diametro	Area
5	20	15.71 cm ²
		0.00 cm ²
		0.00 cm ²
15.71 cm²		

Armatura compressa

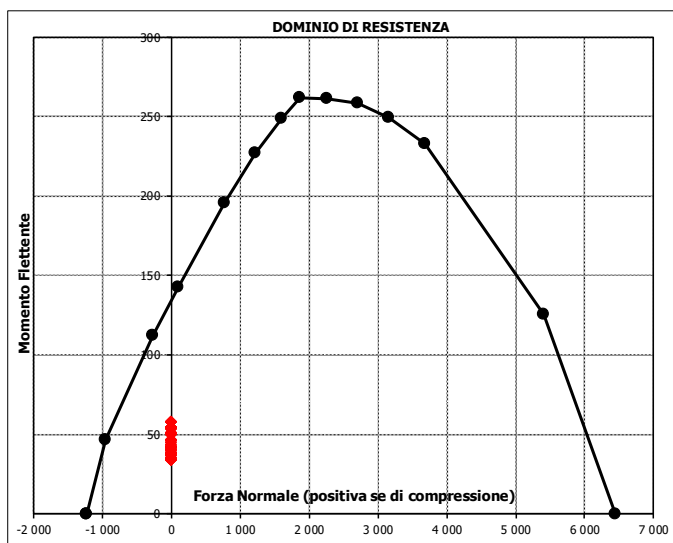
N° ferri	Diametro	Area
5	20	15.71 cm ²
		0.00 cm ²
		0.00 cm ²
15.71 cm²		

Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd [kN]	Msd [kNm]
(Nmax)	Fr_1St_01S	0 38
(Nmin)	Fr_1St_01S	0 38
(Mmax)	Fr_1St_71S	0 135
(Mmin)	Fr_1St_22S	0 34

Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd	Msd	Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	0	38	53S3-11M	0	40
02S1-11T	0	38	54S3-11T	0	40
03S1-12M	0	46	55S3-12M	0	48
04S1-12T	0	46	56S3-12T	0	48
05S1-13M	0	58	57S3-13M	0	60
06S1-13T	0	58	58S3-13T	0	60
07S1-14-	0	42	59S3-14S	0	40
08S1-15-	0	54	60S3-15S	0	46
09S1-16S	0	37	61S3-16S	0	56
10S1-17S	0	44	62S3-21M	0	36
11S1-18S	0	54	63S3-21T	0	36
12S1-19S	0	40	64S3-22M	0	44
13S1-20S	0	50	65S3-22T	0	44
14S1-21M	0	34	66S3-23M	0	56
15S1-21T	0	34	67S3-23T	0	56
16S1-22M	0	42	68S3-24S	0	36
17S1-22T	0	42	69S3-25S	0	42
18S1-23M	0	55	70S3-26S	0	52
19S1-23T	0	55	71SSS1--	0	135
20S1-24-	0	38	72SSS2--	0	134
21S1-25-	0	51	73SSS3--	0	69
22S1-26S	0	34	74SSS4--	0	67
23S1-27S	0	40	75SSS5--	0	132
24S1-28S	0	50	76SSS6--	0	132
25S1-29S	0	37	77SSS7--	0	67
26S1-30S	0	47	78SSS8--	0	65
27S1T11M	0	39	79SSS9S	0	134
28S1T11T	0	39	80SSS10S	0	134
29S1T12M	0	46	81SSS11S	0	69
30S1T12T	0	46	82SSS12S	0	67
31S1T13M	0	58	83SSS13S	0	132
32S1T13T	0	58	84SSS14S	0	131
33S1T14-	0	41	85SSS15S	0	66
34S1T15-	0	53	86SSS16S	0	64
35S1T16S	0	39			
36S1T17S	0	45			
37S1T18S	0	54			
38S1T19S	0	40			
39S1T20S	0	50			
40S1T21M	0	35			
41S1T21T	0	35			
42S1T22M	0	43			
43S1T22T	0	43			
44S1T23M	0	55			
45S1T23T	0	55			
46S1T24-	0	38			
47S1T25-	0	50			
48S1T26S	0	35			
49S1T27S	0	41			
50S1T28S	0	51			
51S1T29S	0	37			
52S1T30S	0	46			



IN51 - Nuovo tombino al km 28+533
Relazione di calcolo scatolare 2x2

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	43 di 57

• Verifica a pressoflessione campata (Solsup-Camp)

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

Calcestruzzo	
Tipo	C30/37
Resistenza di calcolo	$R_{ck} = 37$ N/mm ²
Tensione car. di rottura	$f_{ck} = 30.71$ N/mm ²
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = 20.5$ N/mm ²
Modulo elastico	$E_{cc} = 17.4$ N/mm ²

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

Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 30$ cm
Base della sezione	$b = 100$ cm
Copriferro	$d' = 8.0$ cm
Altezza utile della sezione	$d = 22$ cm

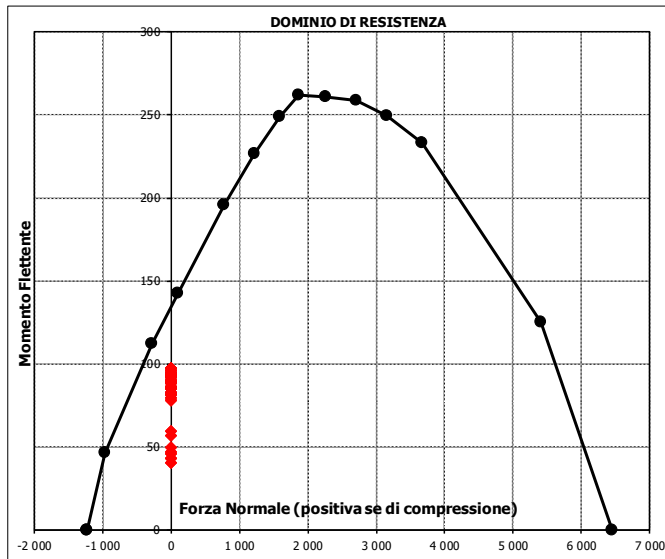
Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	20	15.71	cm ²
		0.00	cm ²
		0.00	cm ²
		15.71	cm²

Armatura compressa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	20	15.71	cm ²
		0.00	cm ²
		0.00	cm ²
		15.71	cm²

Caratteristiche di sollecitazione			
Comb.	Nsd [kN]	Msd [kNm]	
(Nmax)	Fr_1St_01	0	94
(Nmin)	Fr_1St_01	0	94
(Mmax)	Fr_1St_14	0	97
(Mmin)	Fr_1St_80	0	40

Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd	Msd			
01S1-11M	0	94	53S3-11M	0	94
02S1-11T	0	94	54S3-11T	0	94
03S1-12M	0	86	55S3-12M	0	86
04S1-12T	0	86	56S3-12T	0	86
05S1-13M	0	90	57S3-13M	0	90
06S1-13T	0	90	58S3-13T	0	90
07S1-14-	0	78	59S3-14S	0	93
08S1-15-	0	82	60S3-15S	0	87
09S1-16S	0	93	61S3-16S	0	90
10S1-17S	0	87	62S3-21M	0	97
11S1-18S	0	90	63S3-21T	0	97
12S1-19S	0	79	64S3-22M	0	90
13S1-20S	0	83	65S3-22T	0	90
14S1-21M	0	97	66S3-23M	0	94
15S1-21T	0	97	67S3-23T	0	94
16S1-22M	0	90	68S3-24S	0	96
17S1-22T	0	90	69S3-25S	0	90
18S1-23M	0	94	70S3-26S	0	93
19S1-23T	0	94	71SSS1--	0	43
20S1-24-	0	81	72SSS2--	0	41
21S1-25-	0	85	73SSS3--	0	57
22S1-26S	0	96	74SSS4--	0	47
23S1-27S	0	90	75SSS5--	0	46
24S1-28S	0	93	76SSS6--	0	43
25S1-29S	0	83	77SSS7--	0	59
26S1-30S	0	86	78SSS8--	0	50
27S1T11M	0	92	79SSS9S	0	43
28S1T11T	0	92	80SSS10S	0	40
29S1T12M	0	85	81SSS11S	0	57
30S1T12T	0	85	82SSS12S	0	47
31S1T13M	0	89	83SSS13S	0	46
32S1T13T	0	89	84SSS14S	0	43
33S1T14-	0	78	85SSS15S	0	59
34S1T15-	0	82	86SSS16S	0	50
35S1T16S	0	92			
36S1T17S	0	85			
37S1T18S	0	88			
38S1T19S	0	80			
39S1T20S	0	83			
40S1T21M	0	96			
41S1T21T	0	96			
42S1T22M	0	88			
43S1T22T	0	88			
44S1T23M	0	92			
45S1T23T	0	92			
46S1T24-	0	82			
47S1T25-	0	85			
48S1T26S	0	95			
49S1T27S	0	89			
50S1T28S	0	92			
51S1T29S	0	83			
52S1T30S	0	86			



- 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		280
R_{ck}	37 N/mm ²	N_{Ed}	kN		0
f_{ck}	30.7 N/mm ²	Armatura a taglio			
γ_c	1.5	Diametro	mm		12
α_{cc}	0.85	Numero barre			5
f_{cd}	17.4 N/mm ²	A_{sw}	cm ²		5.65
Acciaio		Passo s	cm		20
f_{tk}	540 N/mm ²	Angolo α	°		90
f_{yk}	450 N/mm ²	Armatura longitudinale			
γ_s	1.15	n_1			5
f_{yd}	391 N/mm ²	\varnothing_1	mm		20
		n_2			-
		\varnothing_2	mm		-
		Asl	cm ²		15.71
		Sezione			
		b_w	cm		100
		H	cm		30
		c	cm		8
		d	cm		22
		k	N/mm ²		1.95
		v_{min}	N/mm ²		0.53
		ρ			0.0071
		σ_{cp}	N/mm ²		0.00
		α_c			1.00
		Resistenza senza armatura a taglio			
		V_{Rd}	kN		144
		Resistenza con armatura a taglio			
		Inclinazione puntone θ	°		21.8
		V_{RSd}	kN		548
		V_{RCd}	kN		594
		V_{Rd}	kN		548

IN51 - Nuovo tombino al km 28+533
Relazione di calcolo scatolare 2x2

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	45 di 57

• Verifica a fessurazione appoggio (Solsup-App)

Sollecitazioni

Momento flettente	M	45.12	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

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

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	30	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	15.71	cm ²	5 Ø 20	$c_{s1} = 8.0$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0	$c_{s2} = 9.0$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	0 Ø 0	$c_{i2} = 9.0$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	15.71	cm ²	5 Ø 20	$c_{i1} = 8.0$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	5.8	N/mm ²	< $\sigma_{c,amm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	149.0	N/mm ²	< $\sigma_{s,amm}$

Eccentricità	e (M)	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	8.1	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	3440	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	248090.706	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	63240.43535	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	39	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	56	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	∞	cm	
	u (M_{fess})	∞	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	7.7		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	173.7	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	8.8	cm	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	k_t	0.6		
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	7.06	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α_e	6.2	-	
Armatura nell'area efficace	AS_{eff}	15.71	cm ²	
Area efficace	AC_{eff}	706.26	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	ρ_{eff}	0.0222	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ϵ_{sm}	0.000344389	-	
Copriferro netto	c'	5.0	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	K_1	0.80	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	K_2	0.50	-	
Coefficiente adimensionale	K_3	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	K_4	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr ed armatura	ϕ_{eq}	20.00	mm	
Distanza massima tra le fessure	Δs_{max}	322.8704143	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs_m	189.9237731	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	w_m	0.07	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	w_d	0.11	mm	

IN51 - Nuovo tombino al km 28+533
Relazione di calcolo scatolare 2x2

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	46 di 57

• Verifica a fessurazione campata (Solsup-Camp)

Sollecitazioni

Momento flettente	M	65.75	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

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

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	30	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	15.71	cm ²	5 Ø 20	$C_{s1} = 8.0$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0	$C_{s2} = 9.0$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	0 Ø 0	$C_{t2} = 9.0$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	15.71	cm ²	5 Ø 20	$C_{t1} = 8.0$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	8.4	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	217.1	N/mm ²	< σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Posizione asse neutro	u (M)	∞	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	3440	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	248090.706	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id+}	63240.43535	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	39	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	56	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	∞	cm	
	u (M_{fess})	∞	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	7.5		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	176.7	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	8.6	cm	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	k_t	0.6		
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	7.14	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α_e	6.2	-	
Armatura nell'area efficace	AS_{eff}	15.71	cm ²	
Area efficace	AC_{eff}	714.03	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	ρ_{eff}	0.0220	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ϵ_{sm}	0.000354498	-	
Copriferro netto	c'	5.0	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	K_1	0.80	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	K_2	0.50	-	
Coefficiente adimensionale	K_3	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	K_4	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr ed armatura	ϕ_{eq}	20.00	mm	
Distanza massima tra le fessure	Δs_{max}	324.5513925	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs_m	190.9125838	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	w_m	0.07	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	w_d	0.12	mm	



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

IN51 – Nuovo tombino al km 28+533
Relazione di calcolo scatolare 2x2

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	47 di 57

9.5.3 Verifica soletta inferiore

Sezione: 30 x 100 cm

Armatura a flessione:

- Appoggio (Solinf-App)

Armatura tesa

ϕ 20/20 cm

Armatura compressa

ϕ 20/20 cm

- Campata (Solinf-Camp)

Armatura tesa

ϕ 20/20 cm

Armatura compressa

ϕ 20/20 cm

Armatura a taglio:

Spille ϕ 12/20x20 cm.

IN51 - Nuovo tombino al km 28+533
Relazione di calcolo scatolare 2x2

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	48 di 57

• Verifica a pressoflessione appoggio (Solinf-App)

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

Calcestruzzo	
Tipo	C30/37
Resistenza caratteristica	$R_{ck} = 37$ N/mm ²
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = 30.71$ N/mm ²
Coef. di variazione	$\gamma_c = 1.5$
Modulo elastico	$E_{cd} = 20.5$ N/mm ²
Coef. di dilatazione	$\alpha_{cc} = 17.4$ N/mm ²

copriferro	50	mm
staffe	10	mm
armat. sec	10	mm

Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 30$ cm
Base della sezione	$b = 100$ cm
Copriferro	$d' = 8$ cm
Altezza utile della sezione	$d = 22$ cm

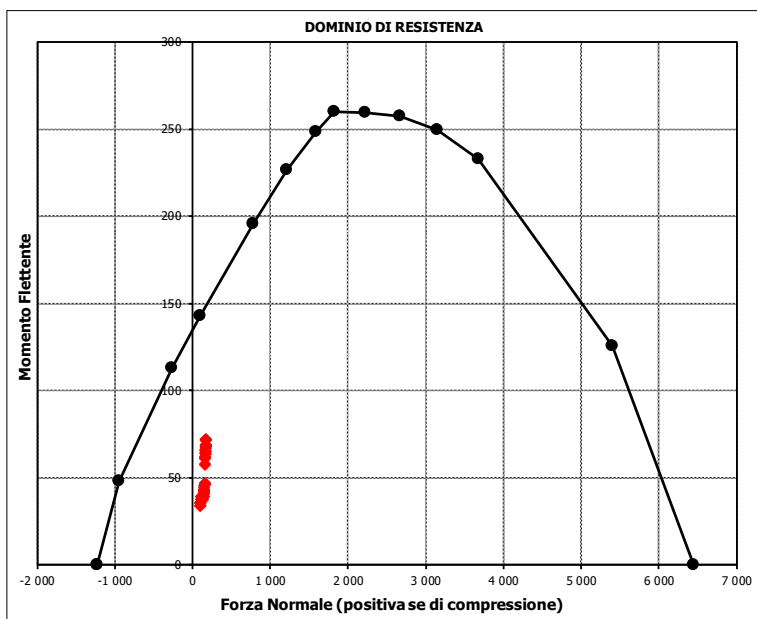
Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	cm ²
5	20	15.71	cm ²
		0.00	cm ²
		0.00	cm ²
		15.71	cm²

Armatura compressa			
N° ferri	Diametro	Area	cm ²
5	20	15.71	cm ²
		0.00	cm ²
		0.00	cm ²
		15.71	cm²

Caratteristiche di sollecitazione			
Comb.	Nsd [kN]	Msd [kNm]	
(Nmax)	Fr_13St_76	373	200
(Nmin)	Fr_13St_01	103	34
(Mmax)	Fr_13St_75	373	200
(Mmin)	Fr_13St_05	103	34

Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd	Msd			
01S1-11M	103	34	53S3-11M	105	37
02S1-11T	103	34	54S3-11T	105	37
03S1-12M	151	42	55S3-12M	153	45
04S1-12T	151	42	56S3-12T	153	45
05S1-13M	173	68	57S3-13M	175	71
06S1-13T	173	68	58S3-13T	175	71
07S1-14-	149	39	59S3-14S	105	36
08S1-15-	171	65	60S3-15S	144	43
09S1-16S	103	34	61S3-16S	161	63
10S1-17S	141	41	62S3-21M	108	40
11S1-18S	158	61	63S3-21T	108	40
12S1-19S	140	38	64S3-22M	154	48
13S1-20S	157	58	65S3-22T	154	48
14S1-21M	106	38	66S3-23M	174	73
15S1-21T	106	38	67S3-23T	174	73
16S1-22M	154	46	68S3-24S	108	40
17S1-22T	154	46	69S3-25S	146	47
18S1-23M	176	72	70S3-26S	163	67
19S1-23T	176	72	71SSS1-	371	198
20S1-24-	152	43	72SSS2-	371	197
21S1-25-	174	69	73SSS3-	197	95
22S1-26S	106	38	74SSS4-	198	94
23S1-27S	144	44	75SSS5-	373	200
24S1-28S	161	64	76SSS6-	373	200
25S1-29S	143	41	77SSS7-	200	97
26S1-30S	160	61	78SSS8-	200	97
27S1T11M	104	35	79SSS9S	369	197
28S1T11T	104	35	80SSS10S	369	196
29S1T12M	150	43	81SSS11S	195	94
30S1T12T	150	43	82SSS12S	196	93
31S1T13M	171	68	83SSS13S	371	199
32S1T13T	171	68	84SSS14S	371	199
33S1T14-	147	39	85SSS15S	198	96
34S1T15-	168	63	86SSS16S	198	96
35S1T16S	105	35			
36S1T17S	142	42			
37S1T18S	159	62			
38S1T19S	139	38			
39S1T20S	156	58			
40S1T21M	107	39			
41S1T21T	107	39			
42S1T22M	153	47			
43S1T22T	153	47			
44S1T23M	174	72			
45S1T23T	174	72			
46S1T24-	150	42			
47S1T25-	171	67			
48S1T26S	108	39			
49S1T27S	145	45			
50S1T28S	162	66			
51S1T29S	142	41			
52S1T30S	159	61			



IN51 - Nuovo tombino al km 28+533
Relazione di calcolo scatolare 2x2

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	49 di 57

• Verifica a pressoflessione campata (Solinf-Camp)

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

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

copriferro	50	mm
staffe	10	mm
armat. sec	10	mm

Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 30$ cm
Base della sezione	$b = 100$ cm
Copriferro	$d' = 8$ cm
Altezza utile della sezione	$d = 22$ cm

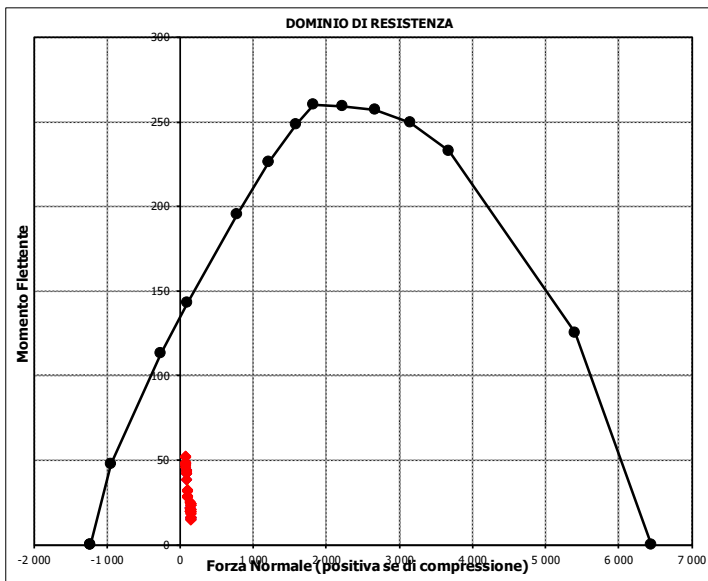
Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	20	15.71	cm ²
		0.00	cm ²
		0.00	cm ²
15.71 cm²			

Armatura compressa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	20	15.71	cm ²
		0.00	cm ²
		0.00	cm ²
15.71 cm²			

Caratteristiche di sollecitazione			
Comb.	Nsd [kN]	Msd [kNm]	
(Nmax)	Fr_5St_20s	152	15
(Nmin)	Fr_5St_71s	-60	131
(Mmax)	Fr_5St_71s	-60	131
(Mmin)	Fr_5St_20s	152	15

Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd	Msd			
01S1-11M	99	32	53S3-11M	96	34
02S1-11T	99	32	54S3-11T	96	34
03S1-12M	146	24	55S3-12M	144	26
04S1-12T	146	24	56S3-12T	144	26
05S1-13M	77	52	57S3-13M	75	54
06S1-13T	77	52	58S3-13T	75	54
07S1-14	149	18	59S3-14S	97	34
08S1-15	80	47	60S3-15S	135	27
09S1-16S	99	32	61S3-16S	79	49
10S1-17S	137	25	62S3-21M	99	30
11S1-18S	82	47	63S3-21T	99	30
12S1-19S	140	20	64S3-22M	145	23
13S1-20S	84	42	65S3-22T	145	23
14S1-21M	102	28	66S3-23M	79	50
15S1-21T	102	28	67S3-23T	79	50
16S1-22M	149	20	68S3-24S	100	30
17S1-22T	149	20	69S3-25S	137	23
18S1-23M	80	49	70S3-26S	83	46
19S1-23T	80	49	71SSS1--	-60	131
20S1-24	152	15	72SSS2--	-59	130
21S1-25	83	43	73SSS3--	11	67
22S1-26S	102	28	74SSS4--	11	64
23S1-27S	140	21	75SSS5--	-57	128
24S1-28S	85	44	76SSS6--	-57	127
25S1-29S	143	16	77SSS7--	13	65
26S1-30S	87	39	78SSS8--	14	61
27S1T11M	97	33	79SSS9S	-59	130
28S1T11T	97	33	80SSS10S	-59	129
29S1T12M	143	25	81SSS11S	11	67
30S1T12T	143	25	82SSS12S	12	63
31S1T13M	77	52	83SSS13S	-57	128
32S1T13T	77	52	84SSS14S	-57	127
33S1T14	147	19	85SSS15S	14	64
34S1T15	81	46	86SSS16S	14	60
35S1T16S	98	32			
36S1T17S	135	26			
37S1T18S	81	48			
38S1T19S	139	20			
39S1T20S	85	42			
40S1T21M	100	29			
41S1T21T	100	29			
42S1T22M	146	21			
43S1T22T	146	21			
44S1T23M	80	48			
45S1T23T	80	48			
46S1T24	150	15			
47S1T25	84	42			
48S1T26S	101	29			
49S1T27S	138	22			
50S1T28S	84	44			
51S1T29S	142	16			
52S1T30S	88	39			



- 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 inf	
Tipo	C30/37	V_{Ed}	kN		260
R_{ck}	37 N/mm ²	N_{Ed}	kN		0
f_{ck}	30.7 N/mm ²	Armatura a taglio			
γ_c	1.5	Diametro	mm		12
α_{cc}	0.85	Numero barre			5
f_{cd}	17.4 N/mm ²	A_{sw}	cm ²		5.65
Acciaio		Passo s	cm		20
f_{tk}	540 N/mm ²	Angolo α	°		90
f_{yk}	450 N/mm ²	Armatura longitudinale			
γ_s	1.15	n_1			5
f_{yd}	391 N/mm ²	\varnothing_1	mm		20
		n_2			-
		\varnothing_2	mm		-
		Asl	cm ²		15.71
		Sezione			
		b_w	cm		100
		H	cm		30
		c	cm		8
		d	cm		22
		k	N/mm ²		1.95
		v_{min}	N/mm ²		0.53
		ρ			0.0071
		σ_{cp}	N/mm ²		0.00
		α_c			1.00
		Resistenza senza armatura a taglio			
		V_{Rd}	kN		144
		Resistenza con armatura a taglio			
		Inclinazione puntone θ	°		21.8
		V_{RSd}	kN		548
		V_{RCd}	kN		594
		V_{Rd}	kN		548

IN51 – Nuovo tombino al km 28+533
Relazione di calcolo scatolare 2x2

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	51 di 57

• Verifica a fessurazione appoggio (Solinf-App)

Sollecitazioni

Momento flettente	M	59.38	kN m
Sforzo normale	N	135	kN

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R _{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f _{ck}	30.71	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E _{cm}	33019.43	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ _{amm}	16.9	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f _{ctm}	3.4	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f _{ctk}	2.3	N/mm ²
Tensione di snervamento acciaio	f _{yk}	450.00	N/mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E _s	200000.00	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ _{amm}	337.5	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	30	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS ₁ '	15.71	cm ²	5 Ø 20	C _{s1} = 8.0 cm
Armatura compressa (2° strato)	AS ₂ '	0.00	cm ²	0 Ø 0	C _{s2} = 9.0 cm
Armatura tesa (2° strato)	AS ₂	0.00	cm ²	0 Ø 0	C _{t2} = 9.0 cm
Armatura tesa (1° strato)	AS ₁	15.71	cm ²	5 Ø 20	C _{t1} = 8.0 cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ _c	7.4	N/mm ²	< σ _{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ _s	150.3	N/mm ²	< σ _{samm}

Eccentricità	e (M)	44.0	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	29.0	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	9.3	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A _{id}	3440	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J _{id}	248090.706	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J _{id*}	65365.99084	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f _{ctk})	M _{fess*}	45	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f _{ctm})	M _{fess}	62	kN m	
Eccentricità per M=M _{fess}	e (M _{fess})	46.0	cm	
	u (M _{fess})	31.0	cm	
Compressione max nel cls. per M=M _{fess}	σ _{cr}	7.7		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per M=M _{fess}	σ _{sr}	158.9	N/mm ²	
Posizione asse neutro per M=M _{fess}	y (M _{fess})	9.3	cm	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	k _t	0.6		
Altezza efficace	h _{c,eff}	6.90	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α _e	6.1	-	
Armatura nell'area efficace	AS _{eff}	15.71	cm ²	
Area efficace	AC _{eff}	690.49	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	ρ _{eff}	0.0227	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ε _{sm}	0.000317803	-	
Copriferro netto	c'	5.0	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	K ₁	0.80	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	K ₂	0.50	-	
Coefficiente adimensionale	K ₃	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	K ₄	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr ed armatura	φ _{eq}	20.00	mm	
Distanza massima tra le fessure	Δs _{max}	319.4562948	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs _m	187.9154676	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	w _m	0.06	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	w _d	0.10	mm	

IN51 – Nuovo tombino al km 28+533
Relazione di calcolo scatolare 2x2

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	52 di 57

• Verifica a fessurazione campata (Solinf-Camp)

Sollecitazioni

Momento flettente	M	53.83	kN m
Sforzo normale	N	36	kN

Materiali

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

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	30	cm
Larghezza sezione	B	100	cm
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	15.71	cm ² 5 Ø 20 $C_{s1} = \text{8.0}$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ² 0 Ø 0 $C_{s2} = \text{9.0}$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ² 0 Ø 0 $C_{t2} = \text{9.0}$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	15.71	cm ² 5 Ø 20 $C_{t1} = \text{8.0}$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	6.8	N/mm ² < σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	165.3	N/mm ² < σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	148.2	cm > H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	133.2	cm
Posizione asse neutro	y (M)	8.4	cm
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	3440	cm ²
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	248090.706	cm ⁴
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	63394.39863	cm ⁴

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	41	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	57	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	157.6	cm	
	u (M_{fess})	142.6	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	7.3		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	176.6	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	8.4	cm	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	k_t	0.6		
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	7.20	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α_e	6.1	-	
Armatura nell'area efficace	AS_{eff}	15.71	cm ²	
Area efficace	AC_{eff}	719.95	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	ρ_{eff}	0.0218	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ϵ_{sm}	0.00036041	-	
Copriferro netto	c'	5.0	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	K_1	0.80	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	K_2	0.50	-	
Coefficiente adimensionale	K_3	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	K_4	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr ed armatura	ϕ_{eq}	20.00	mm	
Distanza massima tra le fessure	Δs_{max}	325.8342641	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs_m	191.6672142	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	w_m	0.07	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	w_d	0.12	mm	



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

IN51 – Nuovo tombino al km 28+533
Relazione di calcolo scatolare 2x2

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	53 di 57

10. INCIDENZA SCATOLARE

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

Piedritti	130 kg/mc
Soletta superiore	130 kg/mc
Soletta inferiore	130 kg/mc

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 $\phi 12/20$ ed un incremento del 15% per tener conto della presenza di legature e spille.

	PROGETTO DEFINITIVO DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA–CATANIA–PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO–CATANIA RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA DIRAMAZIONE – LOTTO 1+2												
IN51 – Nuovo tombino al km 28+533 <i>Relazione di calcolo scatolare 2x2</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>CLIN5100001</td> <td>B</td> <td>54 di 57</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	54 di 57
COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS3Z	00	D 26	CLIN5100001	B	54 di 57								

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.

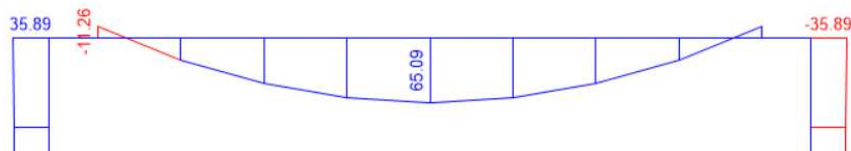
11.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

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 $G_2=152.7$ kN/m.

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



Calcolo analitico_trave appoggiata			
Carico uniformemente distribuito	G_2	152.7	kN/m
Luce di calcolo	L	2.3	m
Momento in campata	$M_{l/2}$	100.97	kNm/m
Calcolo analitico_trave incastrata			
Carico uniformemente distribuito	G_2	152.7	kN/m
Luce di calcolo	L	2.3	m
Momento in campata	$M_{l/2}$	33.66	kNm/m
SAP2000			
Momento in campata	$M_{l/2}$	65.09	kNm/m
Momento in campata_trave incastrata			
	Lim.Inf.	33.66	kNm/m
Momento in campata_SAP2000			
		65.09	kNm/m
Momento in campata_trave appoggiata			
	Lim.Sup.	100.97	kNm/m
Momento in campata_trave semi-incastrata			
	$M_{l/2}$	67.32	kNm/m
Errore	e	3.3%	

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-incastrati 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.