

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

VIABILITÀ

NV24 – Viabilità di accesso SSE/Area Terna
Relazione di calcolo tombino 3x3

SCALA:

-

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

RS3Z 00 D 26 CL NV2403 001 B

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

File: RS3Z00D26CLNV2403001B

n. Elab.:

INDICE

1. PREMESSA	2
2. DESCRIZIONE.....	3
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
5. 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 (carico stradale).....	9
6.4 Azione di frenamento (Q_3).....	10
6.5 Azione del sisma	10
6.6 Ritiro del calcestruzzo.....	13
6.7 Variazione termica	13
6.8 Spinta statica del terreno	13
6.9 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale.....	13
7. COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	15
8. VERIFICHE STRUTTURALI	17
8.1 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pressoflessione	17
8.2 Verifica agli stati limite ultimi a taglio	17
8.3 Verifica agli stati limite d'esercizio	19
9. ANALISI STRUTTURALE	20
9.1 Modellazione strutturale : Scatolare.....	20
9.2 Analisi dei carichi	22

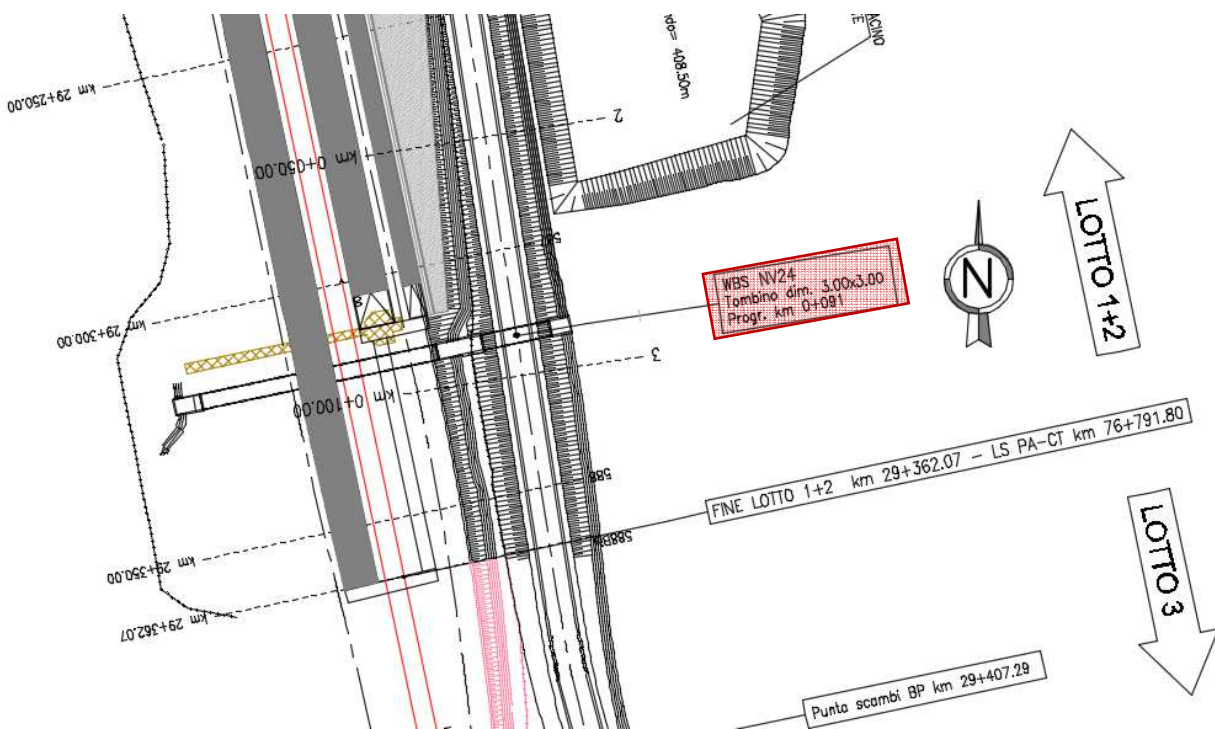
9.3	Combinazioni	25
9.4	Sollecitazioni.....	27
9.5	Verifiche strutturali	32
9.5.1	Verifica piedritti.....	32
9.5.2	Verifica soletta superiore	38
9.5.3	Verifica soletta inferiore	44
10.	INCIDENZA SCATOLARE	50
11.	DICHIARAZIONI SECONDO D.M. 17/01/2018 (P.TO 10.2)	51
11.1	Tipo di analisi svolte	51
11.2	Origine e caratteristiche dei Codici di Calcolo	51
11.3	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	51

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 dei tombini di geometria $3.0 \times 3.0 \times 0.4 \text{ m}$ situato al km 0+091 della Viabilità di accesso SSE/Area Terna (NV24), prolungamento del tombino di linea IN55.

Segue uno stralcio della planimetria di progetto con ubicazione dell'opera.



2. DESCRIZIONE

Nella seguente relazione, in particolare, vengono descritte le verifiche agli Stati Limite del Tombino idraulico utilizzabile per attraversamenti stradali, avente le caratteristiche riportate nella seguente tabella:

Geometria del tombino			
Larghezza totale	Ltot	3.80	m
Altezza totale	Htot	3.80	m
Spessore soletta superiore	ss	0.40	m
Spessore piedritti	sp	0.40	m
Spessore soletta inferiore	sf	0.40	m
Luce libera	Lint	3.00	m
Altezza libera	Hint	3.00	m

Si riporta, di seguito, la sezione trasversale della struttura.

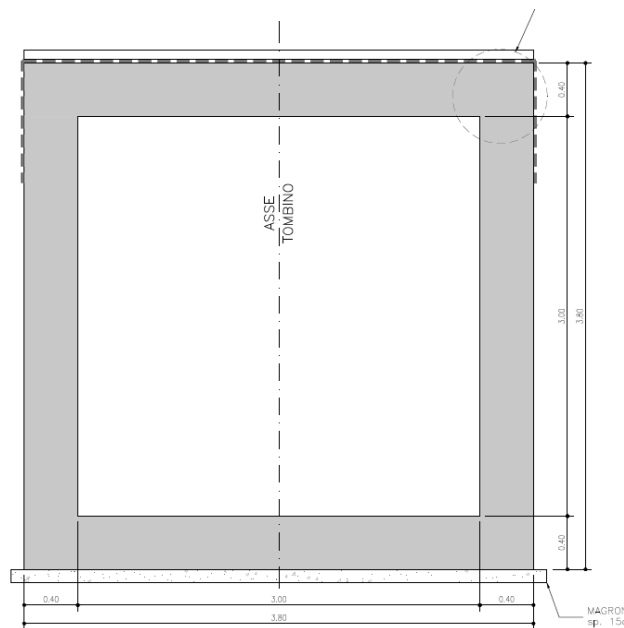


Figura 2.1– Sezione trasversale tombino idraulico

Il tombino presenta un ricoprimento di 1.57 m.

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

Geometria del Ricoprimento			
Pacchetto stradale	Hp	0.12	m
Ricoprimento	Hr	1.57	m
Imperm. più massetto cls sp. 5 cm	Hr	0.05	m

Si trascura, a favore di sicurezza, l'eventuale presenza del riempimento interno.

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	α_{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_{ctm}	$1.2 * f_{ctm}$	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.

Cmin	Co	ambiente	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	
			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 riportata nel prospetto seguente:

Classe di esposizione: XA1

Copriferro di progetto: 50 mm

Condizioni ambientali: Aggressive

Il valore limite di apertura delle fessure calcolato secondo le combinazioni agli SLE (frequente e quasi permanente) è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$w_1 = 0.2 \text{ mm}$

$w_2 = 0.3 \text{ mm}$

$w_3 = 0.4 \text{ mm}$

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w _k	Stato limite	w _k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	≤ w ₂	apertura fessure	≤ w ₃
		quasi permanente	apertura fessure	≤ w ₁	apertura fessure	≤ w ₂
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	≤ w ₁	apertura fessure	≤ w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	≤ w ₁
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	≤ w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	≤ w ₁

5. PARAMETRI GEOTECNICI

Gli elaborati di riferimento sono:

Planimetria e Sezioni geotecniche viabilità - Tav. 1/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	P	Z	G	E	0	0	0	0	0	0	1
Planimetria e Sezioni geotecniche viabilità - Tav. 2/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	P	Z	G	E	0	0	0	0	0	0	2
Planimetria e Sezioni geotecniche viabilità - Tav. 3/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	P	Z	G	E	0	0	0	0	0	0	3
Planimetria e Sezioni geotecniche viabilità - Tav. 4/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	P	Z	G	E	0	0	0	0	0	0	4
Planimetria e Sezioni geotecniche viabilità - Tav. 5/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	P	Z	G	E	0	0	0	0	0	0	5
Planimetria e Sezioni geotecniche viabilità - Tav. 6/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	P	Z	G	E	0	0	0	0	0	0	6
Planimetria e Sezioni geotecniche viabilità - Tav. 7/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	P	Z	G	E	0	0	0	0	0	0	7
Profilo longitudinale geotecnico viabilità - Tav. 1/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	F	9	G	E	0	0	0	0	0	0	1
Profilo longitudinale geotecnico viabilità - Tav. 2/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	F	9	G	E	0	0	0	0	0	0	2
Profilo longitudinale geotecnico viabilità - Tav. 3/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	F	9	G	E	0	0	0	0	0	0	3
Profilo longitudinale geotecnico viabilità - Tav. 4/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	F	9	G	E	0	0	0	0	0	0	4
Profilo longitudinale geotecnico viabilità - Tav. 5/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	F	9	G	E	0	0	0	0	0	0	5
Profilo longitudinale geotecnico viabilità - Tav. 6/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	F	9	G	E	0	0	0	0	0	0	6
Profilo longitudinale geotecnico viabilità - Tav. 7/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	F	9	G	E	0	0	0	0	0	0	7

A titolo cautelativo si assumono i seguenti parametri geotecnici:

- Angolo di attrito (rinterro), ϕ' : 35°
- Modulo elastico terreno, E' : 25 MPa
- Coefficiente di Poisson, ν' : 0.3
- Categoria di sottosuolo: C
- Condizione topografica: T1

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 al di sotto del piano di fondazione.

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 fondazione;
- Piedritti;
- Soletta di copertura.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

Calcestruzzo armato:	$\gamma_{c.a.}$	= 25.00 kN/m ³
Rilevato:	γ_{ril}	= 19.00 kN/m ³
Pacchetto stradale:	γ_{pac}	= 24.00 kN/m ³

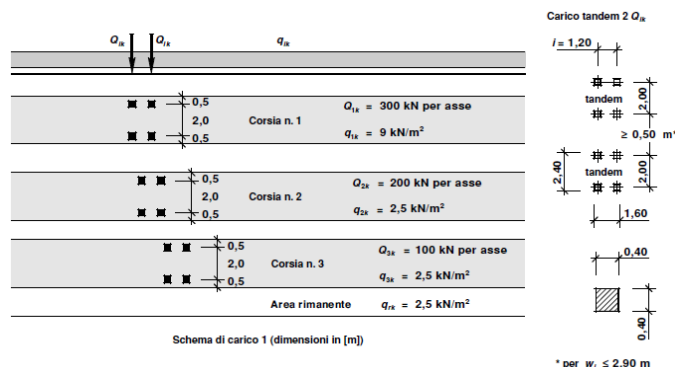
6.2 Permanenti non strutturali

Sono stati considerati i seguenti carichi permanenti sulla soletta superiore:

- Strato di usura;
- Binder;
- Strato di base;
- Strato di fondazione di inerti stabilizzati all'acqua e compattati.

6.3 Carichi mobili (carico stradale)

Utilizzato sia per le verifiche globali che per quelle locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Esso è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem (applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m) e da carichi uniformemente distribuiti secondo le seguenti colonne di carico:



In senso trasversale i carichi Q_{ik} e q_{ik} sono distribuiti su corsie convenzionali di larghezza pari a 3,00 m in modo tale da ottenere la distribuzione trasversale più gravosa.

6.4 Azione di frenamento (Q_3)

La forza di frenamento o accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e per i ponti di 1^a categoria è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq Q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Tale azione deve essere applicata all'impalcato a quota pavimentazione.

6.5 Azione del sisma

Per tutte le opere d'arte di progetto vengono utilizzati, a vantaggio di sicurezza, i seguenti valori: $V_N=50$ anni e classe d'uso III a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 1.50$.

La vita di riferimento V_R è quindi pari a 75 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 $V_N = 50$ anni
- Categoria di suolo: C
- 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

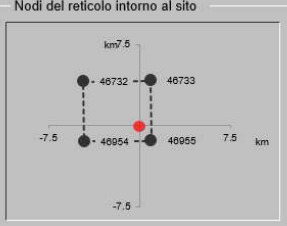
Elaborazioni grafiche

- 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

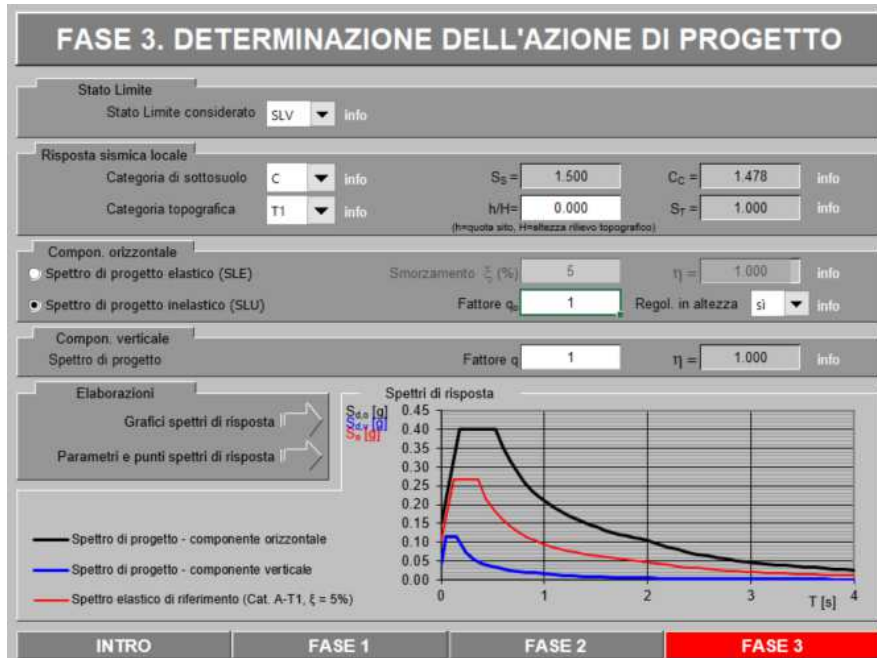
- - - - Strategia per costruzioni ordinarie
- - ■ - - Strategia scelta

Strategia di progettazione



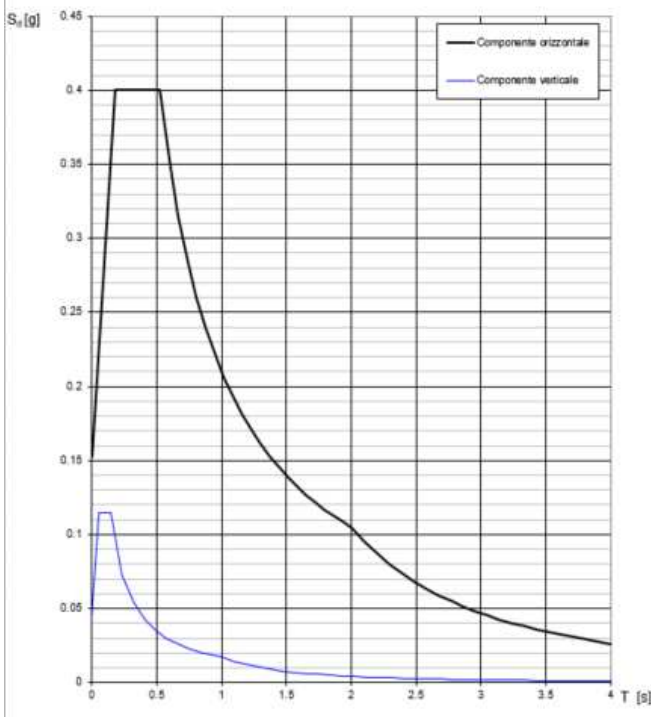
Stato Limite	Strategia scelta (T _R [anni])	Strategia ordinaria (T _R [anni])
SLO	68	68
SLD	113	113
SLV	1068	~100
SLC	2193	~100

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%.

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



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_s	0.102 g
F_a	2.622
T_C	0.355 s
S_S	1.500
C_C	1.478
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti	
S	1.500
η	1.000
T_B	0.175 s
T_C	0.524 s
T_D	2.007 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_s \cdot S_t$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)
 $\eta = \sqrt{1 + (\xi + \xi_s)^2} \geq 0.55, \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5)
 $T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)
 $T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)
 $T_D = 4.0 \cdot a_s / g + 1.6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$0 \leq T < T_B$ $S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
 $T_B \leq T < T_C$ $S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$
 $T_C \leq T < T_D$ $S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$
 $T_D \leq T$ $S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_d(T)$ sostituendo η con η_q , dove q è il fattore di struttura (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S_d [g]
0.000	0.153
0.175	0.400
0.524	0.400
0.595	0.353
0.666	0.315
0.736	0.285
0.807	0.260
0.877	0.239
0.948	0.221
1.019	0.206
1.089	0.193
1.160	0.181
1.230	0.171
1.301	0.161
1.372	0.153
1.442	0.146
1.513	0.139
1.583	0.133
1.654	0.127
1.725	0.122
1.795	0.117
1.866	0.112
1.936	0.108
2.007	0.105
2.102	0.095
2.197	0.087
2.292	0.080
2.387	0.074
2.482	0.068
2.576	0.063
2.671	0.059
2.766	0.055
2.861	0.051
2.956	0.048
3.051	0.045
3.146	0.043
3.241	0.040
3.336	0.038
3.431	0.036
3.525	0.034
3.620	0.032
3.715	0.031
3.810	0.029
3.905	0.028
4.000	0.026

6.6 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.

6.7 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 il coefficiente di dilatazione termica si assume:

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

6.8 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.

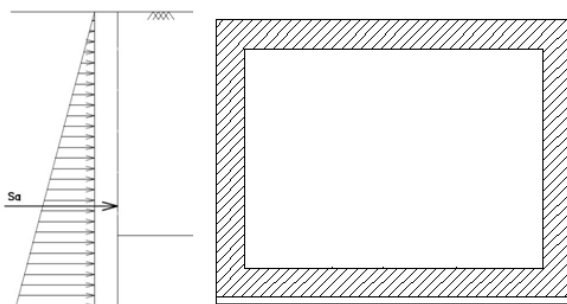


Figura 6.1 – Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno

La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta a riposo k_0 .

6.9 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.

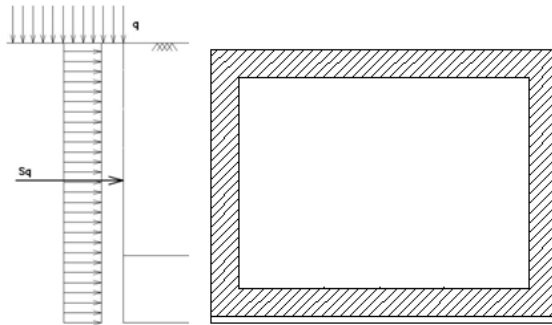


Figura 6.2– Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

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 $H/2$.

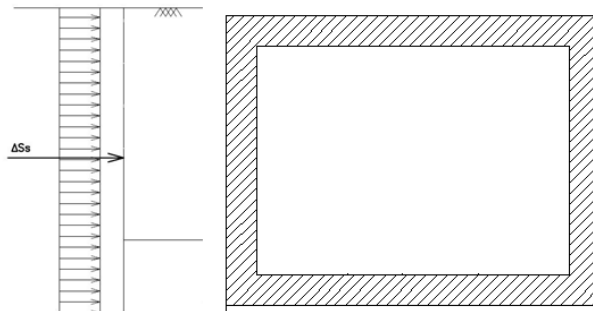


Figura 6.3– Schema per il calcolo degli effetti della sovraspinta sismica

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):

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

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si devono considerare, generalmente, le combinazioni riportate in TAb. 5.1.IV.

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili	
	Carichi verticali		Carichi orizzontali		Carichi verticali	
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

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	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{r1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ_{r2} , γ_{r3} , γ_{r4}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

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-pressoflessione

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:

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

- 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:

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

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

A_{st} 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;

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

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

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

s è il passo delle staffe;

α è l'angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$v f_{cd}$ è la resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($v=0.5$);

$\alpha_c = 1$ 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:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \text{ per combinazione di carico caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \text{ per combinazione di carico quasi permanente;}$$

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} \text{ per combinazione di carico caratteristica (rara).}$$

Nel secondo caso, si verifica che le aperture delle fessure siano inferiori al valore limite dell'apertura delle fessure nella combinazione caratteristica Frequente e Quasi Permanente. 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. Dallo stesso modello sono state poi ricavate le sollecitazioni agenti all'intradosso della soletta di fondazione necessarie ai fini delle verifiche geotecniche del sistema terreno-fondazione e delle verifiche strutturali.

Convenzione assi

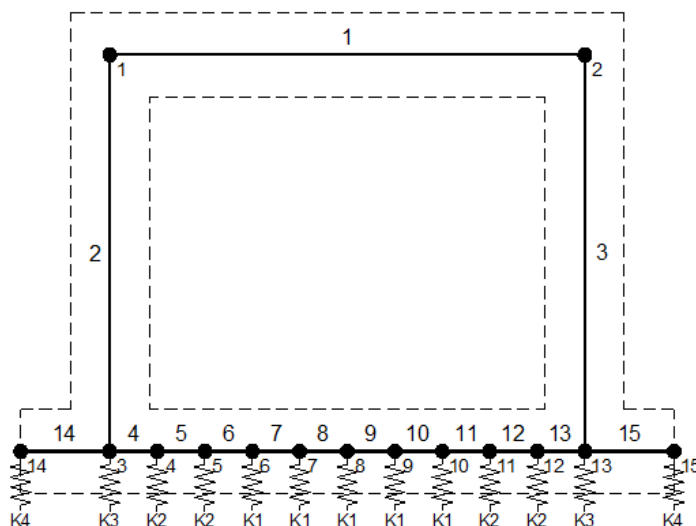
x = asse trasversale dello scatolare

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 rigidità delle molle, nell'opera in esame si considera un modulo di reazione verticale K_w pari a 5000 kN/m^3 . Tale valore viene valutato tramite la teoria di Bowles, note le dimensioni della fondazione dell'opera e il modulo elastico del terreno di fondazione:

$$k_{v_1} = \frac{E}{(1-\nu^2) \cdot B \cdot c_1}$$

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)
K_w	coefficiente di sottofondo alla Winkler

Con questo valore si ricavano i valori delle singole molle:

Interasse molle	i	$(0.40/2 + 3.00 + 0.40/2) / 10 =$	0.34 m
Molle centrali	K1	$5000 \cdot 0.34 =$	1 700 kN/m
Molle intermedie	K2	$1.5 \cdot 5000 \cdot 0.34 =$	2 550 kN/m
Molle laterali	K3	$2.0 \cdot 5000 \cdot (0.34/2 + 0.40/2) =$	3 700 kN/m
Molle risolto	K4	-	0 kN/m

La rigidità 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

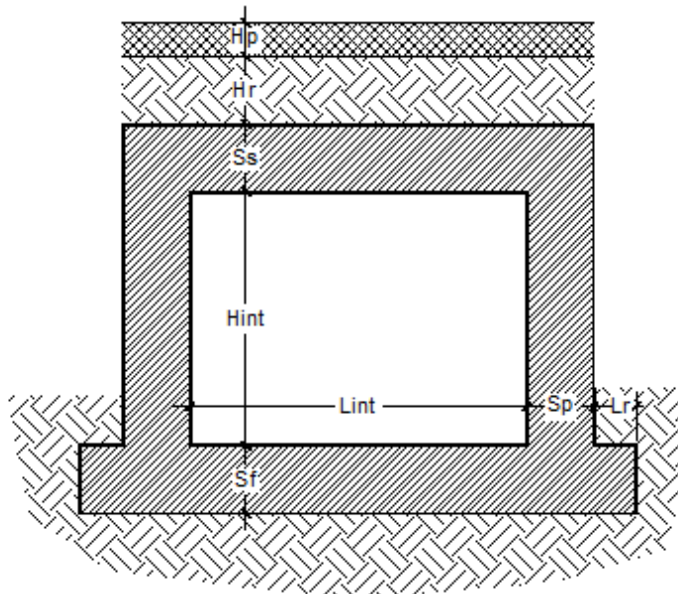
Calcestruzzo armato - Peso specifico	γ	25	kN/m ³
Calcestruzzo armato - Tipo		C30/37	
Calcestruzzo armato - Res. caratt. cubica	R_{ck}	37	N/mm ²
Calcestruzzo armato - Res. caratt. cilindrica	f_{ck}	30.7	N/mm ²
Calcestruzzo armato - Modulo elastico	E	33000	N/mm ²
Pacchetto stradale - Peso specifico	γ	24	kN/m ³
Terreno del rilevato - Peso specifico	γ	19	kN/m ³
Terreno del rilevato - Angolo di attrito	ϕ	35	°
Terreno di fondazione	K_w	5000	kN/m ³
Condizioni ambientali per ver. a fessurazione		aggressive	

Ricoprimento

Spessore pacchetto stradale	H_p	0.12	m
Spessore del rinterro	H_r	1.57	m

Geometria

Spessore soletta superiore	S_s	0.40	m
Spessore soletta di fondazione	S_f	0.40	m
Spessore piedritti	S_p	0.40	m
Altezza netta	H_{int}	3.00	m
Larghezza netta	L_{int}	3.00	m
Lunghezza risvolti sol. inf.	L_r	0.00	m



Tab. 4: Geometria del modello

Azioni elementari applicate

Carichi permanenti

Soletta superiore

Peso pacchetto stradale	Ps	$0.12 \cdot 24 =$	2.88	kN/m ²
Peso del rinterro	Pr	$1.57 \cdot 19 =$	29.83	kN/m ²
Totale			32.71	kN/m²

Risvolti soletta inferiore

Peso pacchetto stradale	Ps	-	0.00	kN/m ²
Peso del rinterro	Pr	-	0.00	kN/m ²
Totale			0.00	kN/m²

Carichi accidentali sulla copertura

Tandem

Ldiffusione x			1.60	m
Ldiffusione y			2.40	m
Impronta di carico x	Ld1	$1.60 + 2 \cdot (0.12 + (1.57) \cdot \text{TAN}(35^\circ) + 0.40/2) =$	4.37	m
Impronta di carico y	Ld2	$2.40 + 2 \cdot (0.12 + (1.57) \cdot \text{TAN}(35^\circ) + 0.40/2) =$	5.17	m
Impronta sull'impalcato		$4.37 \cdot 5.17 =$	22.56	m ²

carico q1 (totale)

carico q1 (ripartito)	Q _{1K}	$600 / 22.56 =$	26.59	kN/m ²
-----------------------	-----------------	-----------------	-------	-------------------

Carico distribuito

	Ld3	$3.00 + 2 \cdot (0.12 + (1.57) \cdot \text{TAN}(35^\circ) + 0.40/2) =$	5.77	m
	q _{1K}	$9.00 \cdot (3.00 / 5.77) =$	4.68	kN/m ²

Per il calcolo della lunghezza caratteristica si fa riferimento a:

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

Frenamento q3

q3	q3	$180 < 0.6(2Q_{1k}) + 0.10q_{1k} \cdot w \cdot L < 900 \text{ kN}$	64.21	kN/m
----	----	--	--------------	-------------

Azione termica

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

Ritiro (applicato alla soletta superiore)

ΔT_R		-10	°
--------------	--	-----	---

Spinta del terreno

K0		$1 - \text{sen}(35^\circ) =$	0.426	
Spinta alla quota di estradosso sol. sup.	p1	$0.426 \cdot 32.71 =$	13.95	kN/m ²
Spinta in asse sol. sup.	p2	$0.426 \cdot (32.71 + 19 \cdot 0.40/2) =$	15.57	kN/m²
Spinta in asse sol. inf.	p3	$0.426 \cdot [32.71 + 19 \cdot (0.40/2 + 3.00 + 0.40/2)] =$	43.12	kN/m²
Spinta alla quota di intradosso sol. inf.	p4	$0.426 \cdot [32.71 + 19 \cdot (0.40/2 + 3.00 + 0.40)] =$	44.74	kN/m ²
Spinta semispessore sol. sup.	F1	$(13.95 + 15.57)/2 \cdot 0.40/2 =$	2.95	kN/m
Spinta semispessore sol. inf.	F2	$(43.12 + 44.74)/2 \cdot 0.40/2 =$	8.79	kN/m

Spinta del carico accidentale

Spinta dovuta al q1	p	$0.426 \cdot (26.59 + 4.68) =$	13.34	kN/m²
---------------------	---	--------------------------------	--------------	-------------------------

Sisma orizzontale

Stato limite		Salvaguardia della vita - SLU -	SLV	
Vita nominale	V_N		50	anni
Classe d'uso	C_u		III	
Coefficiente C_U	C_U		1.5	
Periodo di riferimento	V_R		75	anni
accelerazione orizzontale	a_g/g		0.102	
amplificazione spettrale	F_o		2.622	

Categoria sottosuolo		A, B, C, D, E	C	
Coeff. Amplificazione stratigrafica	S_s		1.500	
Coeff. Amplificazione topografica	S_t		1	
Coefficiente S	S	$= S_s \cdot S_t$	1.500	
accelerazione orizzontale max	a_{max}/g	$= a_g/g \cdot S$	0.153	
Fattore di struttura	q		1.00	

Forza orizz. sul s. di cop. dovuta a perm+0.2acc.	FHs	$0.153 \cdot (0.40 \cdot 25 + 32.71 + 0.2 \cdot 31.28) / 1.00 =$	7.49	kN/m²
Forza orizz. sui piedritti	FHp	$0.153 \cdot (0.40 \cdot 25) / 1.00 =$	1.53	kN/m²

Spinta del terreno in fase sismica

Coefficiente sismico orizzontale	k_h	$= a_{max}/g$	0.153	
Coefficiente sismico verticale	k_v	$= \pm 0.5 \cdot k_h$	0.077	

Risultante della spinta sismica	ΔS_E	$= (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot [(Hint + S_s + S_f + Hr)^2]$	83.8	kN/m
Pressione risultante	Δp_E	$= \Delta S_E / [(Hint + S_s + S_f)/2]$	16.9	kN/m²

N	PERM	PERM-G2	Q1-M	Q1-T	Q2	Q3	SPTSX	SPTDX	SPACCSX	SPACCDX	TERM	RITIRO	SISMAH	SPSDX	
59	59Q1-11-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.70	0.70	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0
60	60Q1-12-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0
61	61Q1-13-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.70	1.00	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0
62	62Q1-21-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.70	0.70	0.0	0.0	-0.5	1.0	0.0	0.0
63	63Q1-22-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.5	1.0	0.0	0.0
64	64Q1-23-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.70	1.00	0.0	0.0	-0.5	1.0	0.0	0.0
65	65F1-11M	1.00	1.00	0.75	0.0	0.40	0.0	0.70	0.70	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0
66	66F1-11T	1.00	1.00	0.0	0.75	0.40	0.0	0.70	0.70	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0
67	67F1-12M	1.00	1.00	0.75	0.0	0.40	0.0	1.00	1.00	0.75	0.75	0.5	0.0	0.0	0.0
68	68F1-12T	1.00	1.00	0.0	0.75	0.40	0.0	1.00	1.00	0.75	0.75	0.5	0.0	0.0	0.0
69	69F1-13M	1.00	1.00	0.75	0.0	0.40	0.0	0.70	1.00	0.0	0.75	0.5	0.0	0.0	0.0
70	70F1-13T	1.00	1.00	0.0	0.75	0.40	0.0	0.70	1.00	0.0	0.75	0.5	0.0	0.0	0.0
71	71F1-14-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.75	0.75	0.5	0.0	0.0	0.0
72	72F1-15-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.70	1.00	0.0	0.75	0.5	0.0	0.0	0.0
73	73F1-21M	1.00	1.00	0.75	0.0	0.40	0.0	0.70	0.70	0.0	0.0	-0.5	1.0	0.0	0.0
74	74F1-21T	1.00	1.00	0.0	0.75	0.40	0.0	0.70	0.70	0.0	0.0	-0.5	1.0	0.0	0.0
75	75F1-22M	1.00	1.00	0.75	0.0	0.40	0.0	1.00	1.00	0.75	0.75	-0.5	1.0	0.0	0.0
76	76F1-22T	1.00	1.00	0.0	0.75	0.40	0.0	1.00	1.00	0.75	0.75	-0.5	1.0	0.0	0.0
77	77F1-23M	1.00	1.00	0.75	0.0	0.40	0.0	0.70	1.00	0.0	0.75	-0.5	1.0	0.0	0.0
78	78F1-23T	1.00	1.00	0.0	0.75	0.40	0.0	0.70	1.00	0.0	0.75	-0.5	1.0	0.0	0.0
79	79F1-24-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.75	0.75	-0.5	1.0	0.0	0.0
80	80F1-25-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.70	1.00	0.0	0.75	-0.5	1.0	0.0	0.0
81	81C025-	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	1.00	1.00	0.00	1.00	0.6	1.0	0.0	0.0
82	82C025-	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	1.00	1.00	0.00	1.00	-0.6	1.0	0.0	0.0
83	83C025-	1.00	1.00	0.75	0.0	0.40	1.0	1.00	1.00	0.00	0.75	0.6	1.0	0.0	0.0
84	84C025-	1	1.00	0.75	0	0.4	1	1	1	0	0.75	-0.6	1	0	0

dove:

- PERM** : carichi permanenti strutturali
- PERM-G2** : carichi permanenti non strutturali
- Q1k-M** : carichi da traffico concentrato (disposizione per massimizzare il momento)
- Q1K-T** : carichi da traffico concentrato (disposizione per massimizzare il taglio)
- Q2-M** : carichi da traffico distribuito (disposizione per massimizzare il momento)
- Q2-T** : carichi da traffico distribuito (disposizione per massimizzare il taglio)
- Q3** : azione longitudinale di frenamento
- SPTSx** : spinta del terreno sulla parete sx
- SPTDx** : spinta del terreno sulla parete dx
- SPACCSx** : spinta del carico accidentale sulla parete sx
- SPACCDx** : spinta del carico accidentale sulla parete dx
- TERM** : termica
- RITIRO** : ritiro
- SISMAH** : azione sismica
- SISDX** : incremento sismico della spinta del terreno

9.4 Sollecitazioni

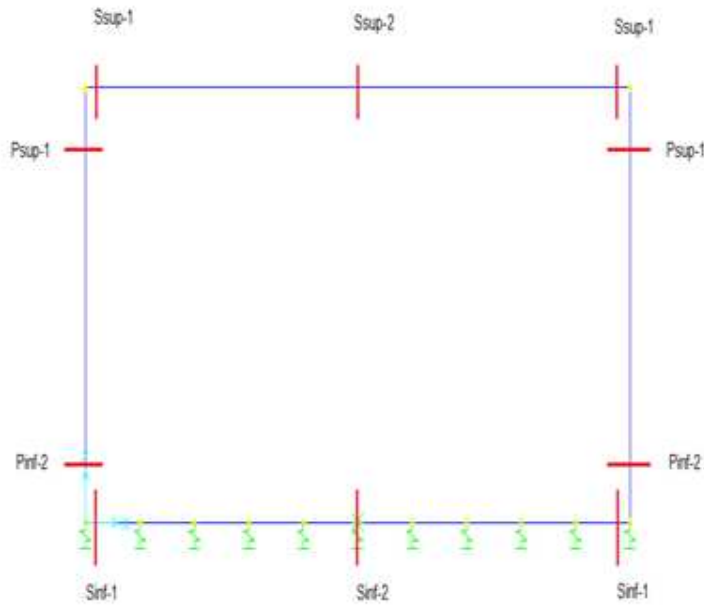


Figura 9.1 - Sezioni di verifica

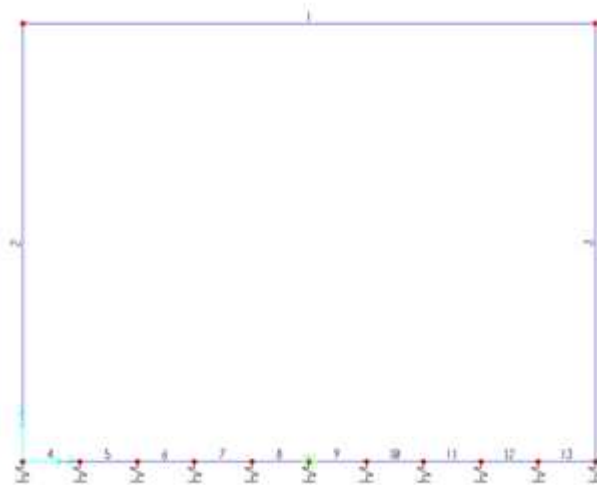


Figura 9.2 - Nomenclatura frame

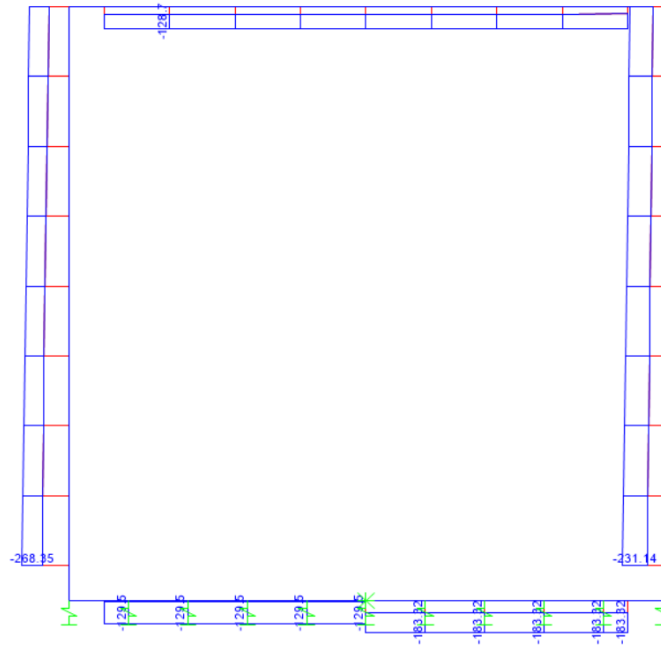


Figura 9.3 - Sforzo Normale – Inviluppo SLU

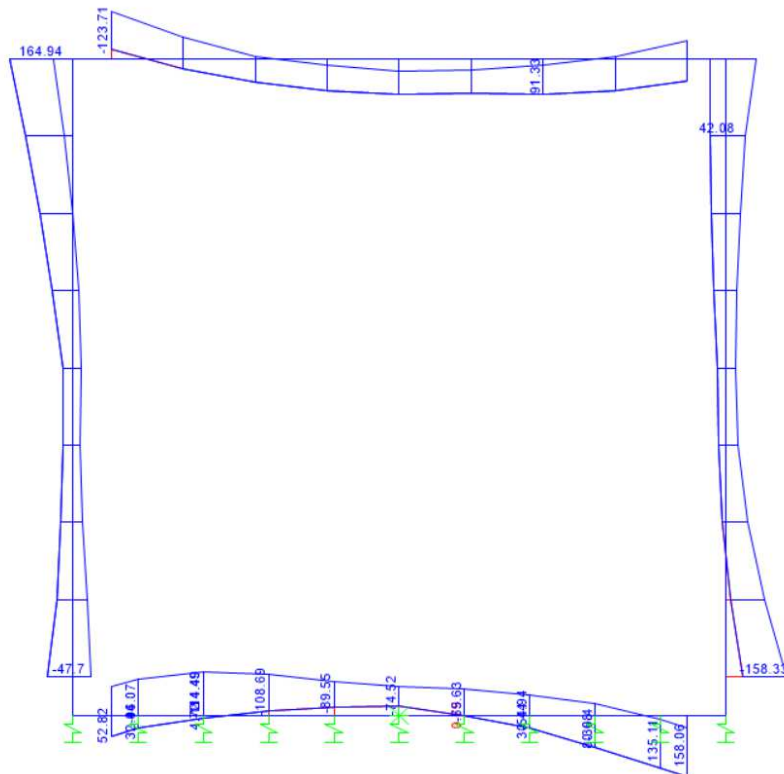


Figura 9.4 - Momento flettente – Inviluppo SLU

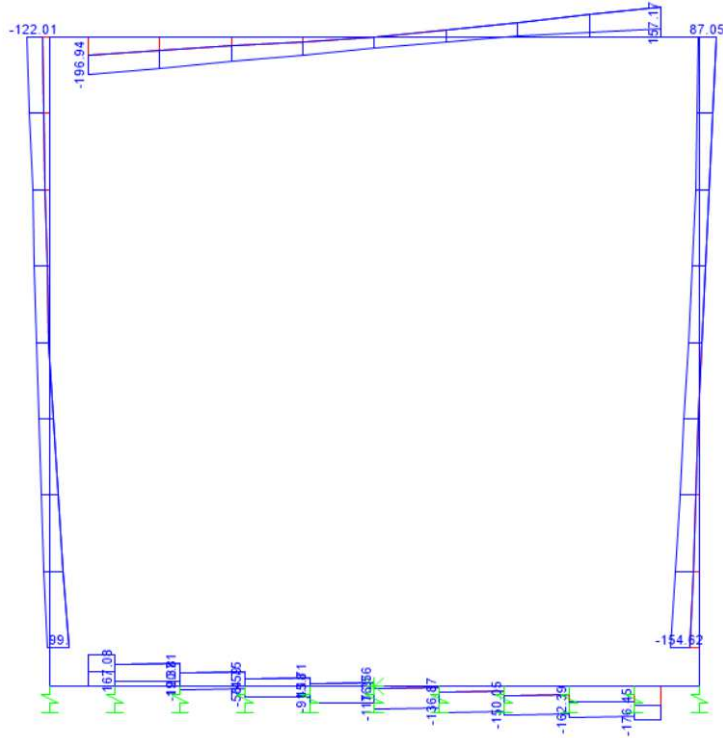


Figura 9.5 - Taglio - Involuppo SLU

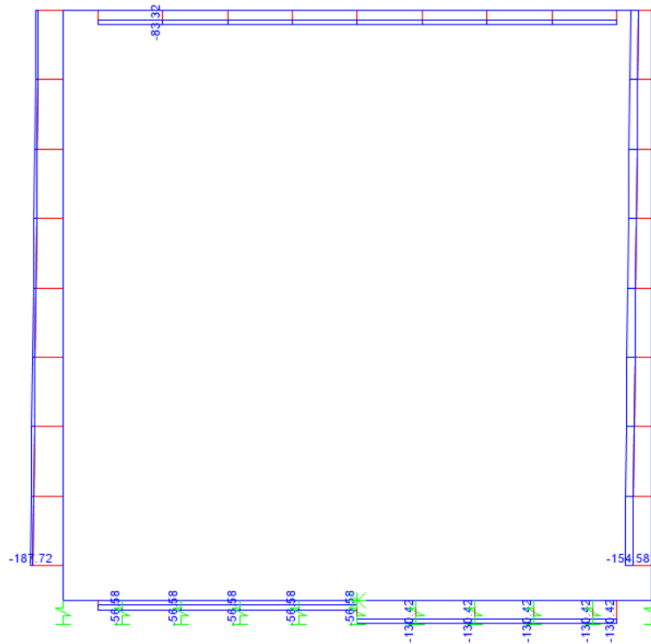


Figura 9.6 - Sforzo Normale - Involuppo SLE-Rara

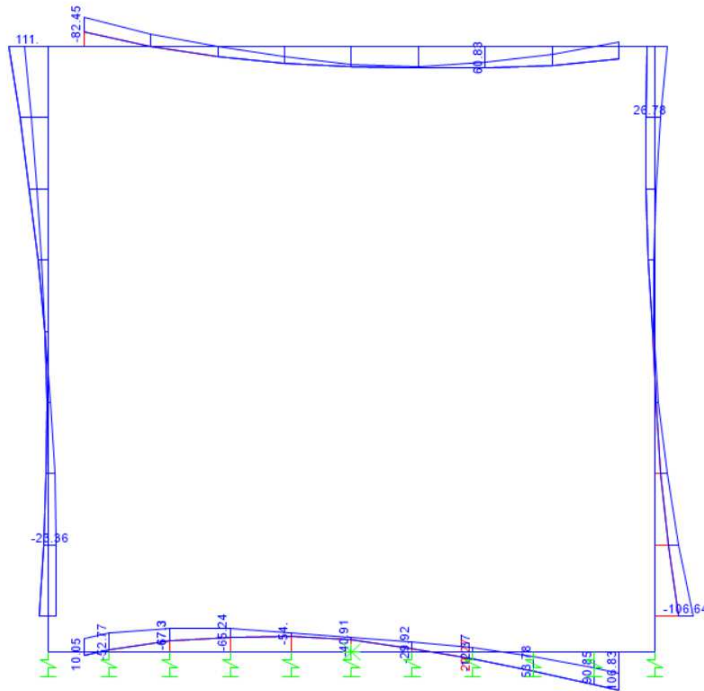


Figura 9.7 - Momento flettente – Involuppo SLE-Rara

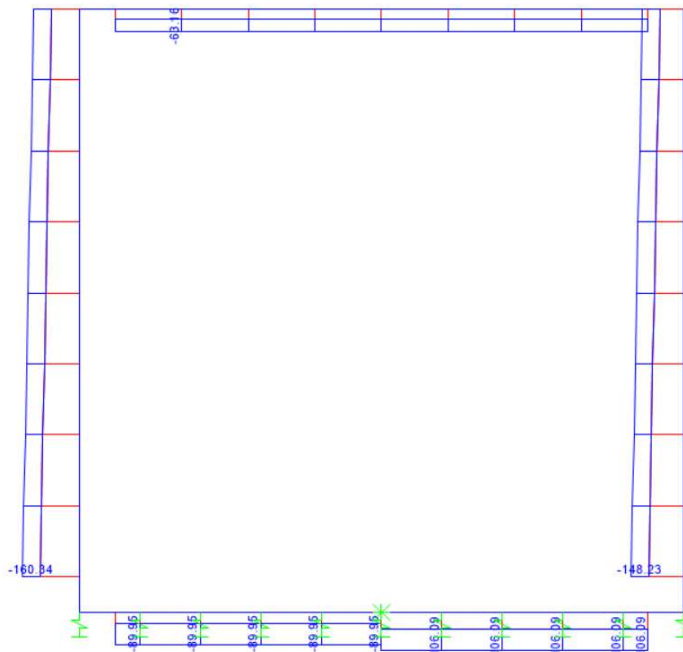


Figura 9.8 - Sforzo Normale – Involuppo SLE-Frequente

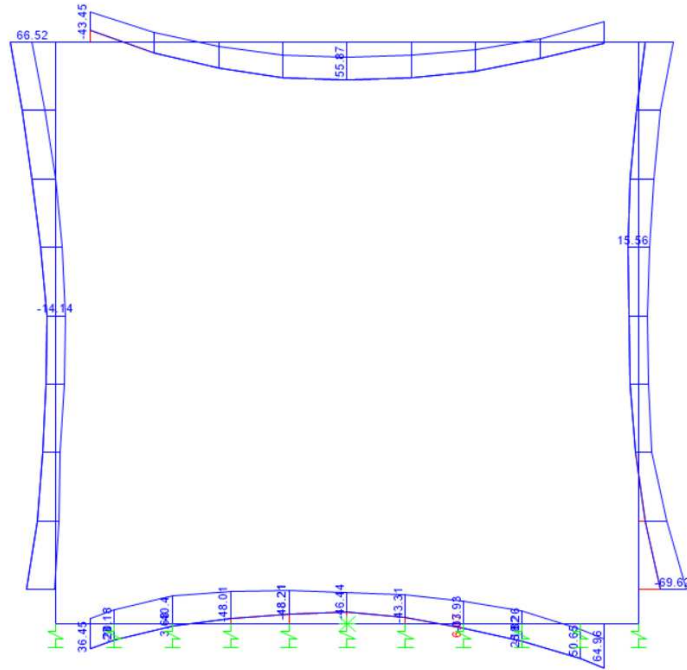


Figura 9.9 - Momento flettente – Inviluppo SLE-Frequente

9.5 Verifiche strutturali

9.5.1 Verifica piedritti

Sezione: 40 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 12/20x40 cm.

• Verifica a pressoflessione spiccato (Pied-Spicc)

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	= 200000	N/mm ²
	ϵ_{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	12	mm
armat. sec.	12	mm

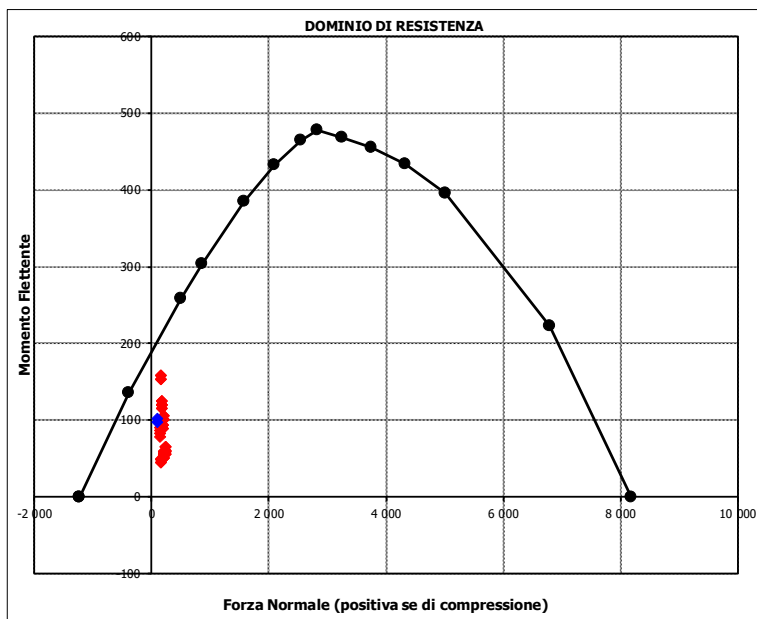
Geometria della sezione			
Altezza geometrica della sezione	h	= 40	cm
Base della sezione	b	= 100	cm
Copriferro	d'	= 8.4	cm
Altezza utile della sezione	d	= 31.6	cm

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	Msd	
11M_0.2	231	55	
(Nmin)	1_0.2	90	98
(Mmax)	23M_0.2	0	158
(Mmin)	14_0.2	0	45

Caratteristiche di sollecitazione			
Comb.	Nsd	Msd	
01S1-11M	231	55	
02S1-11T	231	55	
03S1-12M	231	61	
04S1-12T	231	61	
05S1-13M	212	101	
06S1-13T	212	101	
07S1-14-	159	46	
08S1-15-	141	86	
09S1-21M	231	60	
10S1-21T	231	60	
11S1-22M	231	65	
12S1-22T	231	65	
13S1-23M	212	106	
14S1-23T	212	106	
15S1-24-	159	50	
16S1-25-	141	91	
17S1T11M	209	51	
18S1T11T	209	51	
19S1T12M	209	55	
20S1T12T	209	55	
21S1T13M	194	89	
22S1T13T	194	89	
23S1T14-	159	45	
24S1T15-	144	79	
25S1T21M	209	55	
26S1T21T	209	55	
27S1T22M	209	60	
28S1T22T	209	60	
29S1T23M	194	93	
30S1T23T	194	93	
31S1T24-	159	49	
32S1T25-	144	83	
33S2-11M	166	116	
34S2-11T	166	116	
35S2-12M	166	120	
36S2-12T	166	120	
37S2-13M	151	154	
38S2-13T	151	154	
39S2-21M	166	120	
40S2-21T	166	120	
41S2-22M	166	125	
42S2-22T	166	125	
43S2-23M	151	158	
44S2-23T	151	158	
45S2T11M	209	51	
46S2T11T	209	51	
47S2T12M	209	55	
48S2T12T	209	55	
49S2T13M	194	89	
50S2T13T	194	89	
51S2T21M	209	55	
52S2T21T	209	55	
53S2T22M	209	60	
54S2T22T	209	60	
55S2T23M	194	93	
56S2T23T	194	93	
57SED1-	90	98	
58SED2-	90	102	



• 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	$E_s = 205000$ N/mm ²
	$\epsilon_{vd} = 0.00191$

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	12	mm
armat. sec	12	mm

Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 40$ cm
Base della sezione	$b = 100$ cm
Copriferro	$d' = 8.4$ cm
Altezza utile della sezione	$d = 31.6$ 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	Msd	
(Nmax)	13M_3.4	225	165
(Nmin)	14_3.4	116	57
(Mmax)	13M_3.4	0	165
(Mmin)	24_3.4	0	50

Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	188	66
02S1-11T	188	66
03S1-12M	188	80
04S1-12T	188	80
05S1-13M	207	105
06S1-13T	207	105
07S1-14-	116	57
08S1-15-	135	82
09S1-21M	188	61
10S1-21T	188	61
11S1-22M	188	75
12S1-22T	188	75
13S1-23M	207	100
14S1-23T	207	100
15S1-24-	116	53
16S1-25-	135	78
17S1T11M	166	59
18S1T11T	166	59
19S1T12M	166	71
20S1T12T	166	71
21S1T13M	182	91
22S1T13T	182	91
23S1T14-	116	55
24S1T15-	132	76
25S1T21M	166	54
26S1T21T	166	54
27S1T22M	166	66
28S1T22T	166	66
29S1T23M	182	86
30S1T23T	182	86
31S1T24-	116	50
32S1T25-	132	71
33S2-11M	210	133
34S2-11T	210	133
35S2-12M	210	144
36S2-12T	210	144
37S2-13M	225	165
38S2-13T	225	165
39S2-21M	210	128
40S2-21T	210	128
41S2-22M	210	140
42S2-22T	210	140
43S2-23M	225	160
44S2-23T	225	160
45S2T11M	166	59
46S2T11T	166	59
47S2T12M	166	71
48S2T12T	166	71
49S2T13M	182	91
50S2T13T	182	91
51S2T21M	166	54
52S2T21T	166	54
53S2T22M	166	66
54S2T22T	166	66
55S2T23M	182	86
56S2T23T	182	86
57SED1-	122	95
58SED2-	122	91



- Verifica a taglio

La verifica a taglio viene condotta nel seguente modo:

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

Calcestruzzo

Tipo	C30/37	
R_{ck}	37	N/mm ²
f_{ck}	30.7	N/mm ²
γ_c	1.5	
α_{cc}	0.85	
f_{cd}	17.4	N/mm ²

Acciaio

f_{tk}	540	N/mm ²
f_{yk}	450	N/mm ²
γ_s	1.15	
f_{yd}	391	N/mm ²

Sollecitazioni

		Piedritto sx	Piedritto dx
V_{Ed}	kN	122	155
N_{Ed}	kN	0	0

Armatura a taglio

Diametro	mm	12	12
Numero barre		2.5	2.5
A_{sw}	cm ²	2.83	2.83
Passo s	cm	20	20
Angolo α	°	90	90

Armatura longitudinale

n_1		5	5
\varnothing_1	mm	20	20
n_2			
\varnothing_2	mm		
Asl	cm ²	15.71	15.71

Sezione

b_w	cm	100	100
H	cm	40	40
c	cm	8.4	8.4
d	cm	31.6	31.6
k	N/mm ²	1.80	1.80
v_{min}	N/mm ²	0.47	0.47
ρ		0.0050	0.0050
σ_{cp}	N/mm ²	0.00	0.00
α_c		1.00	1.00

Resistenza senza armatura a taglio

V_{Rd}	kN	169	169
----------	----	-----	-----

Resistenza con armatura a taglio

Inclinazione puntone θ	°	21.8	21.8
V_{Rsd}	kN	393	393
V_{Rcd}	kN	853	853
V_{Rd}	kN	393	393

NV24 – Viabilità di accesso SSE/Area Terna
 Relazione di calcolo tombino 3x3

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	NV2403001	B	36 di 54

- Verifica a fessurazione spiccato (Pied-Spicc)

Sollecitazioni

Momento flettente - Combinazione rara	M_R	106.64	kNm
Sforzo normale - Combinazione rara	N_R	108.75	kN
Momento flettente - Combinazione frequente	M_F	69.62	kNm
Sforzo normale - Combinazione frequente	N_F	136.13	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 di compressione calcestruzzo	σ_{camm}	18.43	N/mm ²
Resistenza media a trazione calcestruzzo	f_{ctm}	3.36	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione calcestruzzo	f_{ctk}	2.35	N/mm ²
Tensione ammissibile di trazione calcestruzzo	σ_{tamm}	2.80	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_{samm}	360.00	N/mm ²
Coefficiente omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo	n	15.00	-

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	40.00	cm	
Larghezza sezione	B	100.00	cm	
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	15.71	cm ²	5 Ø 20 $C_{s1} = 8.4$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0 $C_{s2} = 9.4$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	15.71	cm ²	5 Ø 20 $C_{t1} = 8.4$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	0 Ø 0 $C_{t2} = 9.4$ cm

Proprietà sezione in combinazione rara

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	98.06	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	78.06	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	10.89	cm	
Area ideale (sezione interamente reagente)	A_{id}	4439.82	cm ²	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	596743.24	cm ⁴	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	145567.83	cm ⁴	

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	7.24	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	206.42	N/mm ²	< σ_{samm}

Proprietà sezione in combinazione frequente

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	51.14	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	31.14	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	12.05	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	4439.82	cm ²	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	596743.24	cm ⁴	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	151491.11	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (σ_{tamm})	M_{fess}	92.61	kNm	La sezione è fessurata
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	68.03	cm	
Distanza sforzo N dal bordo sezione per $M=M_{fess}$	u (M_{fess})	48.03	cm	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	11.42	cm	
Compressione massima nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cf}	6.26	N/mm ²	
Trazione nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sf}	165.75	N/mm ²	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	k_t	0.40	-	
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	9.53	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α_e	6.21	-	
Armatura nell'area efficace	AS_{eff}	15.71	cm ²	
Area efficace	AC_{eff}	952.50	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	ρ_{eff}	0.0165	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ϵ_{sm}	0.0004	-	
Copriferro netto	c'	5.00	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}	376.17	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs_m	221.28	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	w_m	0.08	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	w_d	0.14	mm	

NV24 – Viabilità di accesso SSE/Area Terna
 Relazione di calcolo tombino 3x3

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	NV2403001	B	37 di 54

- Verifica a fessurazione sommità (Pied-Sommità)

Sollecitazioni

Momento flettente - Combinazione rara	M_R	111.00	kNm
Sforzo normale - Combinazione rara	N_R	155.72	kN
Momento flettente - Combinazione frequente	M_F	66.52	kNm
Sforzo normale - Combinazione frequente	N_F	128.34	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 di compressione calcestruzzo	σ_{camm}	18.43	N/mm ²
Resistenza media a trazione calcestruzzo	f_{ctm}	3.36	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione calcestruzzo	f_{ctk}	2.35	N/mm ²
Tensione ammissibile di trazione calcestruzzo	σ_{tamm}	2.80	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_{samm}	360.00	N/mm ²
Coefficiente omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo	n	15.00	-

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	40.00	cm		
Larghezza sezione	B	100.00	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	15.71	cm ²	5 Ø 20	$C_{s1} = 8.4$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0	$C_{s2} = 9.4$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	15.71	cm ²	5 Ø 20	$C_{t1} = 8.4$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	0 Ø 0	$C_{t2} = 9.4$ cm

Proprietà sezione in combinazione rara

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	71.28	cm	> H/6	Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	51.28	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	11.34	cm		
Area ideale (sezione interamente reagente)	A_{id}	4439.82	cm ²		
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	596743.24	cm ⁴		
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	147372.90	cm ⁴		

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	7.51	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	201.07	N/mm ²	< σ_{samm}

Proprietà sezione in combinazione frequente

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	51.83	cm	> H/6	Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	31.83	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	12.01	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	4439.82	cm ²		
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	596743.24	cm ⁴		
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	151250.49	cm ⁴		

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (σ_{tamm})	M_{fess}	92.08	kNm	La sezione è fessurata
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	71.75	cm	
Distanza sforzo N dal bordo sezione per $M=M_{fess}$	u (M_{fess})	51.75	cm	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	11.33	cm	
Compressione massima nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cf}	6.23	N/mm ²	
Trazione nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sf}	167.08	N/mm ²	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	k_t	0.40	-	
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	9.56	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α_e	6.21	-	
Armatura nell'area efficace	AS_{eff}	15.71	cm ²	
Area efficace	AC_{eff}	955.61	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	ρ_{eff}	0.0164	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ϵ_{sm}	0.0004	-	
Copriferro netto	c'	5.00	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}	376.84	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs_m	221.67	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	w_m	0.08	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	w_d	0.14	mm	

9.5.2 Verifica soletta superiore

Sezione: 40 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 12/20x40 cm.

• 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	$\gamma_s = 1.15$
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
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_{ctc}	17.4 N/mm ²

copriferro	50	mm
staffe	12	mm
armat. sec	12	mm

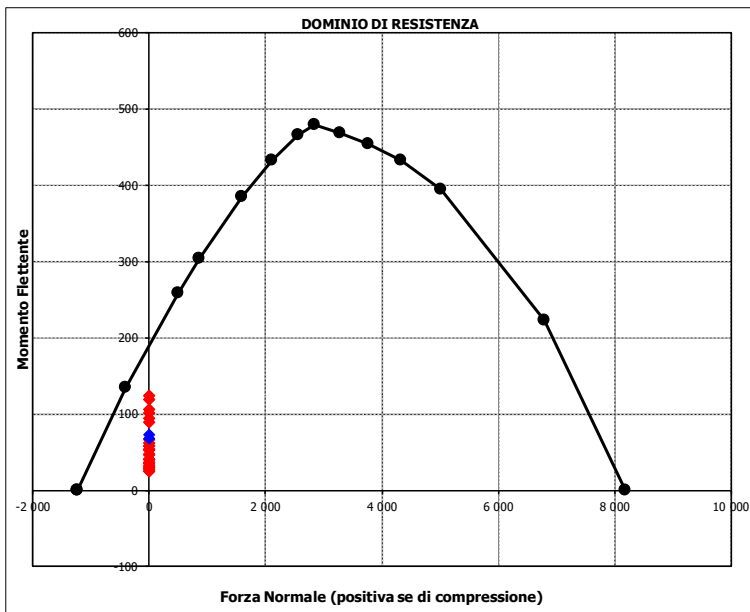
Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 40$ cm
Base della sezione	$b = 100$ cm
Copriferro	$d' = 8.4$ cm
Altezza utile della sezione	$d = 31.6$ cm

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	Msd	
(Nmax)	11M_0,2	0	32
(Nmin)	11M_0,2	0	32
(Mmax)	13M_0,2	0	124
(Mmin)	21M_0,2	0	25

Caratteristiche di sollecitazione		
Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	0	32
02S1-11T	0	32
03S1-12M	0	46
04S1-12T	0	46
05S1-13M	0	67
06S1-13T	0	67
07S1-14-	0	37
08S1-15-	0	59
09S1-21M	0	27
10S1-21T	0	27
11S1-22M	0	41
12S1-22T	0	41
13S1-23M	0	62
14S1-23T	0	62
15S1-24-	0	33
16S1-25-	0	54
17S1T11M	0	30
18S1T11T	0	30
19S1T12M	0	41
20S1T12T	0	41
21S1T13M	0	59
22S1T13T	0	59
23S1T14-	0	35
24S1T15-	0	53
25S1T21M	0	25
26S1T21T	0	25
27S1T22M	0	36
28S1T22T	0	36
29S1T23M	0	54
30S1T23T	0	54
31S1T24-	0	30
32S1T25-	0	48
33S2-11M	0	95
34S2-11T	0	95
35S2-12M	0	106
36S2-12T	0	106
37S2-13M	0	124
38S2-13T	0	124
39S2-21M	0	90
40S2-21T	0	90
41S2-22M	0	101
42S2-22T	0	101
43S2-23M	0	119
44S2-23T	0	119
45S2T11M	0	30
46S2T11T	0	30
47S2T12M	0	41
48S2T12T	0	41
49S2T13M	0	59
50S2T13T	0	59
51S2T21M	0	25
52S2T21T	0	25
53S2T22M	0	36
54S2T22T	0	36
55S2T23M	0	54
56S2T23T	0	54
57SED1-	0	73
58SED2-	0	69



• 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
R_{ck}	37 N/mm ²
f_{ck}	30.7 N/mm ²
γ_c	1.5
f_{cd}	20.5 N/mm ²
f_{ctd}	17.4 N/mm ²

copriferro	50 mm
staffe	12 mm
armat. sec.	12 mm

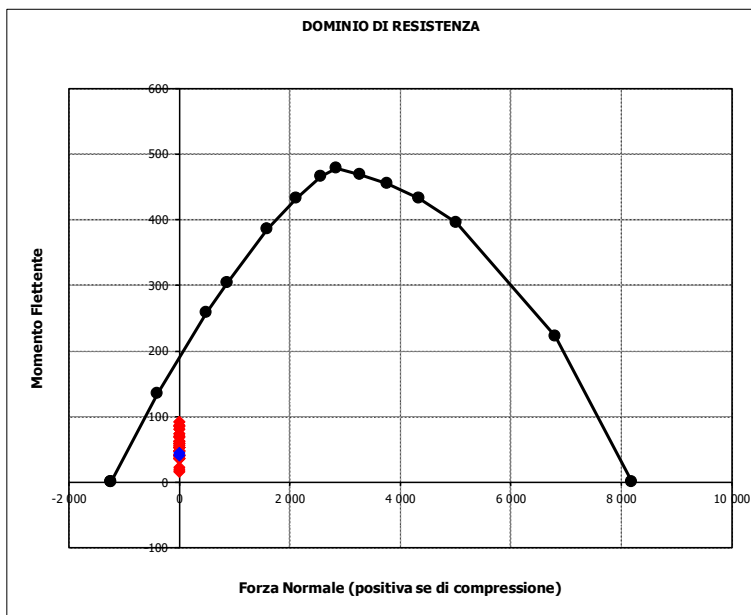
Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 40$ cm
Base della sezione	$b = 100$ cm
Copriferro	$d' = 8.4$ cm
Altezza utile della sezione	$d = 31.6$ cm

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	Msd	
(Nmax)	11M_2.45	0	56
(Nmin)	11M_2.45	0	56
(Mmax)	23M_2.45	0	91
(Mmin)	14_2.45	0	15

Caratteristiche di sollecitazione		
Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	0	56
02S1-11T	0	56
03S1-12M	0	42
04S1-12T	0	42
05S1-13M	0	63
06S1-13T	0	63
07S1-14-	0	15
08S1-15-	0	36
09S1-21M	0	61
10S1-21T	0	61
11S1-22M	0	47
12S1-22T	0	47
13S1-23M	0	68
14S1-23T	0	68
15S1-24-	0	20
16S1-25-	0	41
17S1T11M	0	48
18S1T11T	0	48
19S1T12M	0	36
20S1T12T	0	36
21S1T13M	0	54
22S1T13T	0	54
23S1T14-	0	18
24S1T15-	0	35
25S1T21M	0	53
26S1T21T	0	53
27S1T22M	0	41
28S1T22T	0	41
29S1T23M	0	59
30S1T23T	0	59
31S1T24-	0	22
32S1T25-	0	40
33S2-11M	0	81
34S2-11T	0	81
35S2-12M	0	69
36S2-12T	0	69
37S2-13M	0	86
38S2-13T	0	86
39S2-21M	0	85
40S2-21T	0	85
41S2-22M	0	74
42S2-22T	0	74
43S2-23M	0	91
44S2-23T	0	91
45S2T11M	0	48
46S2T11T	0	48
47S2T12M	0	36
48S2T12T	0	36
49S2T13M	0	54
50S2T13T	0	54
51S2T21M	0	53
52S2T21T	0	53
53S2T22M	0	41
54S2T22T	0	41
55S2T23M	0	59
56S2T23T	0	59
57SED1-	0	41
58SED2-	0	45



- Verifica a taglio

La verifica a taglio viene condotta nel seguente modo:

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

Calcestruzzo

Tipo	C30/37	
R_{ck}	37	N/mm ²
f_{ck}	30.7	N/mm ²
γ_c	1.5	
α_{cc}	0.85	
f_{cd}	17.4	N/mm ²

Acciaio

f_{tk}	540	N/mm ²
f_{yk}	450	N/mm ²
γ_s	1.15	
f_{yd}	391	N/mm ²

Sollecitazioni

V_{Ed}	kN	197
N_{Ed}	kN	0

Soletta sup
Armatura a taglio

Diametro	mm	12
Numero barre		2.5
A_{sw}	cm ²	2.83
Passo s	cm	20
Angolo α	°	90

Armatura longitudinale

n_1		5
\varnothing_1	mm	20
n_2		
\varnothing_2	mm	
Asl	cm ²	15.71

Sezione

b_w	cm	100
H	cm	40
c	cm	8.4
d	cm	31.6
k	N/mm ²	1.80
v_{min}	N/mm ²	0.47
ρ		0.0050
σ_{cp}	N/mm ²	0.00
α_c		1.00

Resistenza senza armatura a taglio

V_{Rd}	kN	169
----------	----	------------

Resistenza con armatura a taglio

Inclinazione puntone θ	°	21.8
V_{Rsd}	kN	393
V_{RCd}	kN	853
V_{Rd}	kN	393

- Verifica a fessurazione appoggio (Solsup-App)

Sollecitazioni

Momento flettente - Combinazione rara	M_R	82.45	kNm
Sforzo normale - Combinazione rara	N_R	0.00	kN
Momento flettente - Combinazione frequente	M_F	43.45	kNm
Sforzo normale - Combinazione frequente	N_F	0.00	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 di compressione calcestruzzo	σ_{camm}	18.43	N/mm ²
Resistenza media a trazione calcestruzzo	f_{ctm}	3.36	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione calcestruzzo	f_{ctk}	2.35	N/mm ²
Tensione ammissibile di trazione calcestruzzo	σ_{tamm}	2.80	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_{samm}	360.00	N/mm ²
Coefficiente omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo	n	15.00	-

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	40.00	cm		
Larghezza sezione	B	100.00	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	15.71	cm ²	5 Ø 20	$C_{s1} = \mathbf{8.4}$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0	$C_{s2} = \mathbf{9.4}$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	15.71	cm ²	5 Ø 20	$C_{t1} = \mathbf{8.4}$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	0 Ø 0	$C_{t2} = \mathbf{9.4}$ cm

Proprietà sezione in combinazione rara

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	∞	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	9.80	cm	
Area ideale (sezione interamente reagente)	A_{id}	4439.82	cm ²	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	596743.24	cm ⁴	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	143810.65	cm ⁴	

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	5.62	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	187.46	N/mm ²	< σ_{samm}

Proprietà sezione in combinazione frequente

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	∞	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	10.48	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	4439.82	cm ²	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	596743.24	cm ⁴	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	144492.09	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (σ_{tamm})	M_{fess}	83.46	kNm	La sezione non è fessurata
---	------------	-------	-----	----------------------------

- Verifica a fessurazione campata (Solsup-Camp)

Sollecitazioni

Momento flettente - Combinazione rara	M_R	60.83	kNm
Sforzo normale - Combinazione rara	N_R	0.00	kN
Momento flettente - Combinazione frequente	M_F	55.87	kNm
Sforzo normale - Combinazione frequente	N_F	0.00	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 di compressione calcestruzzo	σ_{camm}	18.43	N/mm ²
Resistenza media a trazione calcestruzzo	f_{ctm}	3.36	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione calcestruzzo	f_{ctk}	2.35	N/mm ²
Tensione ammissibile di trazione calcestruzzo	σ_{tamm}	2.80	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_{samm}	360.00	N/mm ²
Coefficiente omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo	n	15.00	-

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	40.00	cm		
Larghezza sezione	B	100.00	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	15.71	cm ²	5 Ø 20	$C_{s1} = \mathbf{8.4}$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0	$C_{s2} = \mathbf{9.4}$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	15.71	cm ²	5 Ø 20	$C_{t1} = \mathbf{8.4}$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	0 Ø 0	$C_{t2} = \mathbf{9.4}$ cm

Proprietà sezione in combinazione rara

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	∞	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	9.80	cm	
Area ideale (sezione interamente reagente)	A_{id}	4439.82	cm ²	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	596743.24	cm ⁴	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	143810.65	cm ⁴	

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	4.15	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	138.30	N/mm ²	< σ_{samm}

Proprietà sezione in combinazione frequente

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	∞	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	10.33	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	4439.82	cm ²	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	596743.24	cm ⁴	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	144212.88	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (σ_{tamm})	M_{fess}	83.46	kNm	La sezione non è fessurata
---	------------	-------	-----	----------------------------

9.5.3 Verifica soletta inferiore

Sezione: 40 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 12/20x40 cm.

NV24 – Viabilità di accesso SSE/Area Terna
Relazione di calcolo tombino 3x3

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	NV2403001	B	45 di 54

• 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	$E_s = 205000$ N/mm ²
	$\epsilon_{yd} = 0.00191$

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 _{ctc}	17.4 N/mm ²

copriferro	50	mm
staffe	12	mm
armat. sec	12	mm

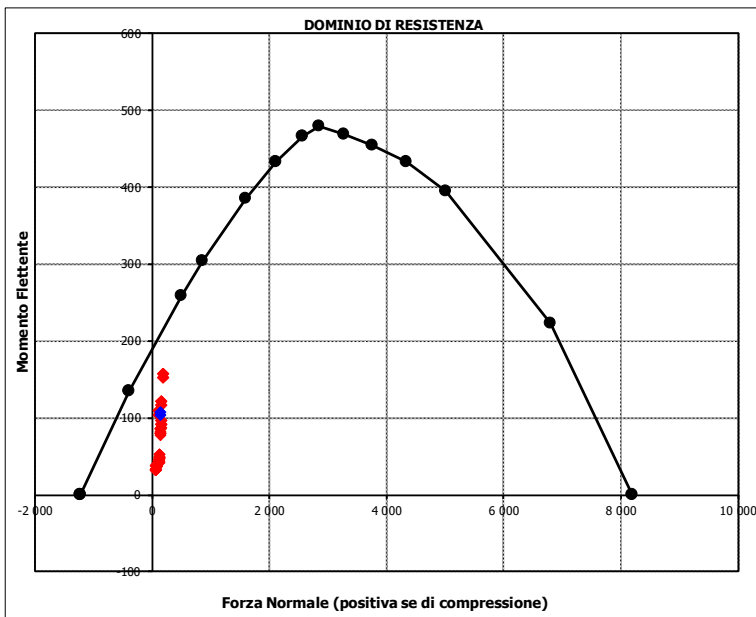
Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 40$ cm
Base della sezione	$b = 100$ cm
Copriferro	$d' = 8.4$ cm
Altezza utile della sezione	$d = 31.6$ cm

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	Msd	
(Nmax)	23M_0.14	183	158
(Nmin)	11M_0.14	67	33
(Mmax)	23M_0.14	0	158
(Mmin)	11M_0.14	0	32

Caratteristiche di sollecitazione		
Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	67	33
02S1-11T	67	33
03S1-12M	124	48
04S1-12T	124	48
05S1-13M	149	92
06S1-13T	149	92
07S1-14-	127	44
08S1-15-	151	87
09S1-21M	69	38
10S1-21T	69	38
11S1-22M	127	53
12S1-22T	127	53
13S1-23M	152	97
14S1-23T	152	97
15S1-24-	129	49
16S1-25-	154	92
17S1T11M	67	32
18S1T11T	67	32
19S1T12M	116	44
20S1T12T	116	44
21S1T13M	137	81
22S1T13T	137	81
23S1T14-	118	41
24S1T15-	139	78
25S1T21M	70	37
26S1T21T	70	37
27S1T22M	119	49
28S1T22T	119	49
29S1T23M	140	86
30S1T23T	140	86
31S1T24-	121	46
32S1T25-	141	83
33S2-11M	111	104
34S2-11T	111	104
35S2-12M	160	117
36S2-12T	160	117
37S2-13M	180	153
38S2-13T	180	153
39S2-21M	114	109
40S2-21T	114	109
41S2-22M	163	122
42S2-22T	163	122
43S2-23M	183	158
44S2-23T	183	158
45S2T11M	67	32
46S2T11T	67	32
47S2T12M	116	44
48S2T12T	116	44
49S2T13M	137	81
50S2T13T	137	81
51S2T21M	70	37
52S2T21T	70	37
53S2T22M	119	49
54S2T22T	119	49
55S2T23M	140	86
56S2T23T	140	86
57SED1-	143	104
58SED2-	146	108



• 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	$E_s = 205000$ N/mm ²
	$\epsilon_{vd} = 0.00191$

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	12	mm
armat. sec	12	mm

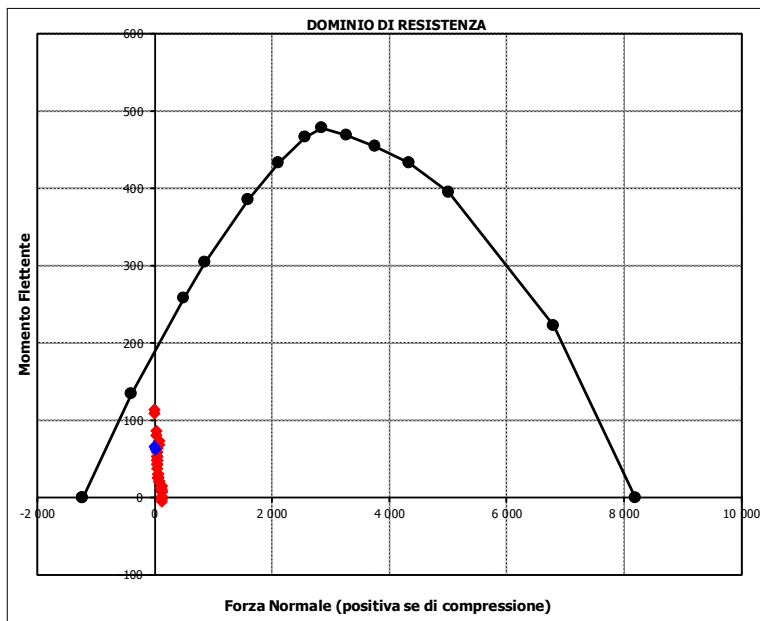
Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 40$ cm
Base della sezione	$b = 100$ cm
Copriferro	$d' = 8.4$ cm
Altezza utile della sezione	$d = 31.6$ cm

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	Msd	
(Nmax)	24_0.34	129	-5
(Nmin)	13M_0.34	3	114
(Mmax)	13M_0.34	0	114
(Mmin)	24_0.34	0	-5

Caratteristiche di sollecitazione			
Comb.	Nsd	Msd	
01S1-11M	67	30	
02S1-11T	67	30	
03S1-12M	124	16	
04S1-12T	124	16	
05S1-13M	42	64	
06S1-13T	42	64	
07S1-14-	127	0	
08S1-15-	44	49	
09S1-21M	69	25	
10S1-21T	69	25	
11S1-22M	127	11	
12S1-22T	127	11	
13S1-23M	45	59	
14S1-23T	45	59	
15S1-24-	129	-5	
16S1-25-	47	44	
17S1T11M	67	26	
18S1T11T	67	26	
19S1T12M	116	13	
20S1T12T	116	13	
21S1T13M	47	54	
22S1T13T	47	54	
23S1T14-	118	3	
24S1T15-	48	43	
25S1T21M	70	21	
26S1T21T	70	21	
27S1T22M	119	8	
28S1T22T	119	8	
29S1T23M	50	49	
30S1T23T	50	49	
31S1T24-	121	-2	
32S1T25-	51	38	
33S2-11M	24	86	
34S2-11T	24	86	
35S2-12M	73	74	
36S2-12T	73	74	
37S2-13M	3	114	
38S2-13T	3	114	
39S2-21M	27	81	
40S2-21T	27	81	
41S2-22M	76	69	
42S2-22T	76	69	
43S2-23M	6	110	
44S2-23T	6	110	
45S2T11M	67	26	
46S2T11T	67	26	
47S2T12M	116	13	
48S2T12T	116	13	
49S2T13M	47	54	
50S2T13T	47	54	
51S2T21M	70	21	
52S2T21T	70	21	
53S2T22M	119	8	
54S2T22T	119	8	
55S2T23M	50	49	
56S2T23T	50	49	
57SED1-	7	67	
58SED2-	9	63	



- Verifica a taglio

La verifica a taglio viene condotta nel seguente modo:

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

Calcestruzzo

Tipo	C30/37	
R_{ck}	37	N/mm ²
f_{ck}	30.7	N/mm ²
γ_c	1.5	
α_{cc}	0.85	
f_{cd}	17.4	N/mm ²

Acciaio

f_{tk}	540	N/mm ²
f_{yk}	450	N/mm ²
γ_s	1.15	
f_{yd}	391	N/mm ²

Sollecitazioni

V_{Ed}	kN	176
N_{Ed}	kN	0

Soletta inf
Armatura a taglio

Diametro	mm	12
Numero barre		2.5
A_{sw}	cm ²	2.83
Passo s	cm	20
Angolo α	°	90

Armatura longitudinale

n_1		5
\varnothing_1	mm	20
n_2		
\varnothing_2	mm	
Asl	cm ²	15.71

Sezione

b_w	cm	100
H	cm	40
c	cm	8.4
d	cm	31.6
k	N/mm ²	1.80
v_{min}	N/mm ²	0.47
ρ		0.0050
σ_{cp}	N/mm ²	0.00
α_c		1.00

Resistenza senza armatura a taglio

V_{Rd}	kN	169
----------	----	------------

Resistenza con armatura a taglio

Inclinazione puntone θ	°	21.8
V_{RSd}	kN	393
V_{RCd}	kN	853
V_{Rd}	kN	393

• Verifica a fessurazione appoggio (Solinf-App)

Sollecitazioni

Momento flettente - Combinazione rara	M_R	106.83	kNm
Sforzo normale - Combinazione rara	N_R	130.42	kN
Momento flettente - Combinazione frequente	M_F	64.96	kNm
Sforzo normale - Combinazione frequente	N_F	104.93	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 di compressione calcestruzzo	σ_{camm}	18.43	N/mm ²
Resistenza media a trazione calcestruzzo	f_{ctm}	3.36	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione calcestruzzo	f_{ctk}	2.35	N/mm ²
Tensione ammissibile di trazione calcestruzzo	σ_{tamm}	2.80	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_{samm}	360.00	N/mm ²
Coefficiente omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo	n	15.00	-

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	40.00	cm
Larghezza sezione	B	100.00	cm
Armatura compressa (1° strato)	AS_1^1	15.71	cm ² 5 Ø 20 $C_{s1} = 8.4$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2^1	0.00	cm ² 0 Ø 0 $C_{s2} = 9.4$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	15.71	cm ² 5 Ø 20 $C_{t1} = 8.4$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ² 0 Ø 0 $C_{t2} = 9.4$ cm

Proprietà sezione in combinazione rara

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	81.91	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	61.91	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	11.12	cm	
Area ideale (sezione interamente reagente)	A_{id}	4439.82	cm ²	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	596743.24	cm ⁴	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	146420.80	cm ⁴	

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	7.24	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	199.80	N/mm ²	< σ_{samm}

Proprietà sezione in combinazione frequente

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	61.91	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	41.91	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	11.61	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	4439.82	cm ²	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	596743.24	cm ⁴	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	148722.35	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (σ_{tamm})	M_{fess}	90.51	kNm	La sezione è fessurata
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	86.26	cm	
Distanza sforzo N dal bordo sezione per $M=M_{fess}$	u (M_{fess})	66.26	cm	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	11.05	cm	
Compressione massima nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cf}	6.13	N/mm ²	
Trazione nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sf}	171.10	N/mm ²	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	k_t	0.40	-	
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	9.65	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α_e	6.21	-	
Armatura nell'area efficace	AS_{eff}	15.71	cm ²	
Area efficace	AC_{eff}	964.94	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	ρ_{eff}	0.0163	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ϵ_{sm}	0.0004	-	
Copriferro netto	c'	5.00	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}	378.86	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs_m	222.86	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	w_m	0.09	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	w_d	0.15	mm	

- Verifica a fessurazione campata (Solinf-Camp)

Sollecitazioni

Momento flettente - Combinazione rara	M_R	67.30	kNm
Sforzo normale - Combinazione rara	N_R	28.19	kN
Momento flettente - Combinazione frequente	M_F	8.01	kNm
Sforzo normale - Combinazione frequente	N_F	31.03	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 di compressione calcestruzzo	σ_{camm}	18.43	N/mm ²
Resistenza media a trazione calcestruzzo	f_{ctm}	3.36	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione calcestruzzo	f_{ctk}	2.35	N/mm ²
Tensione ammissibile di trazione calcestruzzo	σ_{tamm}	2.80	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_{samm}	360.00	N/mm ²
Coefficiente omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo	n	15.00	-

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	40.00	cm		
Larghezza sezione	B	100.00	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	15.71	cm ²	5 Ø 20	$C_{s1} = 8.4$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0	$C_{s2} = 9.4$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	15.71	cm ²	5 Ø 20	$C_{t1} = 8.4$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	0 Ø 0	$C_{t2} = 9.4$ cm

Proprietà sezione in combinazione rara

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	238.73	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	218.73	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	10.23	cm	
Area ideale (sezione interamente reagente)	A_{id}	4439.82	cm ²	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	596743.24	cm ⁴	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	144078.18	cm ⁴	

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	4.58	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	143.60	N/mm ²	< σ_{samm}

Proprietà sezione in combinazione frequente

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	25.82	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	5.82	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	15.08	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	4439.82	cm ²	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	596743.24	cm ⁴	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	189116.53	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (σ_{tamm})	M_{fess}	85.54	kNm	La sezione non è fessurata
---	------------	-------	-----	----------------------------

10. INCIDENZA SCATOLARE

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

Piedritti	100 kg/mc
Soletta superiore	100 kg/mc
Soletta inferiore	100 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**

NV24 – Viabilità di accesso SSE/Area Terna
Relazione di calcolo tombino 3x3

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	NV2403001	B	51 di 54

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.

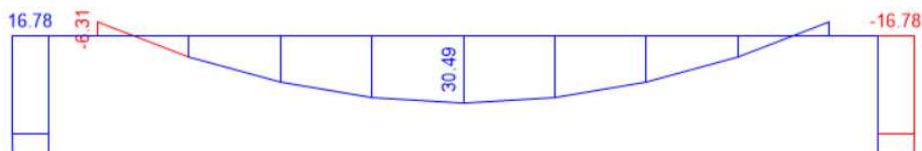
11.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

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 $G_2=32.71$ 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	32.71	kN/m
Luce di calcolo	L	3.4	m
Momento in campata	$M_{l/2}$	47.27	kNm/m
Calcolo analitico_trave incastrata			
Carico uniformemente distribuito	G_2	32.71	kN/m
Luce di calcolo	L	3.4	m
Momento in campata	$M_{l/2}$	15.76	kNm/m
SAP2000			
Momento in campata	$M_{l/2}$	30.49	kNm/m
Momento in campata_trave incastrata			
	Lim.Inf.	15.76	kNm/m
Momento in campata_SAP2000			
		30.49	kNm/m
Momento in campata_trave appoggiata			
	Lim.Sup.	47.27	kNm/m
Momento in campata_trave semi-incastrata			
	$M_{l/2}$	31.51	kNm/m
Errore	e	3.2%	

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

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

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