

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

**RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA
TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA**

OPERE PRINCIPALI – SOTTOVIA E SOTTOPASSI

SL05 - Nuovo sottovia al Km 77+661.54

Relazione di calcolo imbocchi sottovia ferroviario

SCALA:

-

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

I V 0 I 0 0 D 2 6 C L S L 0 5 0 0 0 0 2 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	K. Petrucci	Feb. 2022	M. Severi	Feb. 2022	G. Fadda	Feb. 2022	A. Perego Feb. 2022



File: IV0100D26CLSL0500002A.doc

INDICE

1. PREMESSA	3
2. DESCRIZIONE.....	4
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
4.1 Calcestruzzo per magrone di sottofondazione	6
4.2 Calcestruzzo per strutture scatolari	6
4.3 Acciaio ordinario per calcestruzzo armato.....	7
5. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI	9
5.1 Profondità della falda	9
6. ANALISI DEI CARICHI	10
6.1 Pesi propri	10
6.2 Permanenti non strutturali	10
6.3 Azione del sisma	10
6.4 Ritiro del calcestruzzo.....	13
6.5 Variazione termica	13
6.6 Spinta statica del terreno	13
6.7 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale.....	14
6.8 Incremento di Spinta in condizione sismiche.....	14
7. COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	15
8. VERIFICHE STRUTTURALI	17
8.1 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pessoflessione	17
8.2 Verifica agli stati limite ultimi a taglio	17
8.3 Verifica agli stati limite d'esercizio	19
9. VERIFICHE GEOTECNICHE	20

10. ANALISI STRUTTURALE	21
10.1 Modellazione strutturale.....	21
10.2 Analisi dei carichi	23
10.3 Combinazioni	27
10.4 Sollecitazioni.....	30
10.5 Verifiche strutturali	34
10.5.1 Riepilogo armature.....	34
10.5.2 Verifica piedritti.....	35
10.5.3 Verifica soletta inferiore	38
11. INCIDENZA MURO U.....	43
12. DICHIARAZIONI SECONDO D.M. 17/01/2018 (P.TO 10.2)	44
12.1 Tipo di analisi svolte	44
12.2 Origine e caratteristiche dei Codici di Calcolo	44
12.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	44

1. PREMESSA

Nel presente documento, emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi al progetto definitivo del raddoppio della linea Genova – Ventimiglia nella tratta Finale Ligure – Andora, è riportato il calcolo strutturale dei muri di imbocco/sbocco del sottovia SL05 al km 77+661.

L'ubicazione dell'opera lungo la tratta in questione è indicata in **Errore. L'autoriferimento non è valido per un segnalibro..**

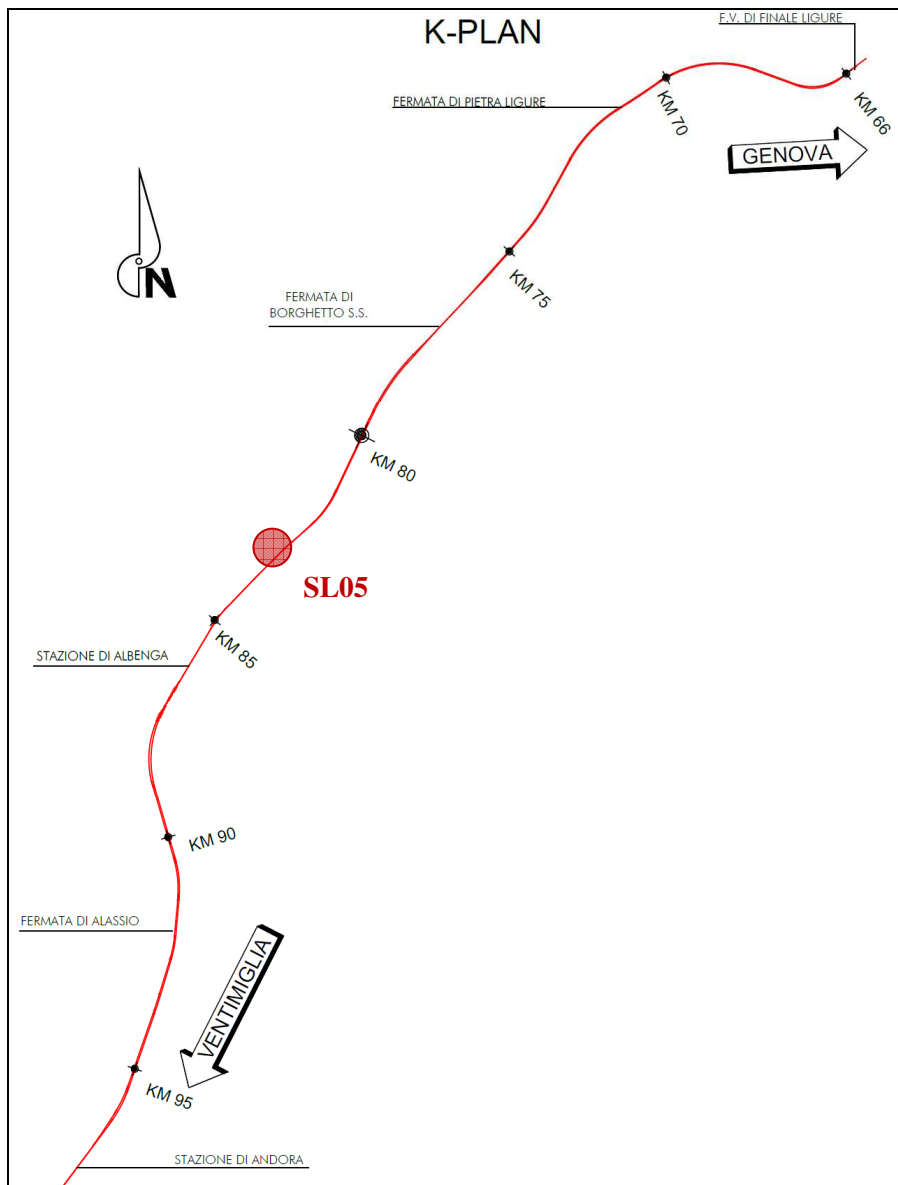


Figura 1: Raddoppio tratta Finale L. - Andora. Inquadratura dell'opera

2. DESCRIZIONE

La presente relazione ha per oggetto la verifica della sezione trasversale delle opere di approccio al sottovia SL05 utilizzabile per attraversamenti ferroviari, avente le caratteristiche riportate nella seguente tabella:

Geometria				
Spessore soletta di fondazione	Sf		1.10	m
Spessore piedritti	Sp		1.17	m
Altezza netta	Hint		8.70	m
Larghezza netta	Lint		15.95	m
Lunghezza risvolti sol. inf.	Lr		0.20	m

Nel caso di muri con altezza fortemente variabile, i valori di calcolo dell'altezza e dello spessore allo spicco dei piedritti sono assunti, in via cautelativa, pari a quelli corrispondenti ai 2/3 della base longitudinale.

Sempre a favore di sicurezza, il presente calcolo si riferisce a tutti i muri ad U ed agli eventuali muri d'ala presenti.

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

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA					
SL05 - Nuovo sottovia al Km 77+661.54 Relazione di calcolo imbocchi sottovia ferroviario	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL0400002	REV. A	FOGLIO 5 di 45

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;
- UNI EN 1992-1-1 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1. Regole generali e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1993-1-1 “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1. Regole generali e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1997-1 “Progettazione geotecnica – Parte 1. Regole generali”.
- UNI EN 1998-1: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1. Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1998-5: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
- UNI EN 206-1:2014: “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI 11104: “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”.
- “Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP.”.
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 E -- Manuale di progettazione delle Opere Civili RFI - Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture
- RFI DTC SI PS SP IFS 001 E – Capitolato generale tecnico delle Opere Civili RFI – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e acciaio

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

4.1 Calcestruzzo per magrone di sottofondazione

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

4.2 Calcestruzzo per strutture scatolari

CALCESTRUZZO			
I calcestruzzi impiegati devono essere conformi alla UNI EN 206-1 ed alla UNI 11104 e rispondere alle seguenti prestazioni:			
Campo d'impiego			Scatolari
Classe di esposizione ambientale			XC4
Classe di resistenza calcestruzzo			C32/40
Classe di consistenza			S4
Rapporto acqua cemento massimo	a/c max	[-]	0.50
Tipo di cemento	CEM	[-]	III, IV, V
Contenuto minimo cemento		[kg/m ³]	340
Contenuto minimo di aria		[%]	-
Diametro massimo dell'aggregato	D_{upper}	[mm]	25
Copriferro nominale	c_{nom}	[mm]	50
Resistenza caratteristica cubica a 28gg	R_{ck}	[MPa]	40
Resistenza caratteristica cilindrica a 28gg	f_{ck}	[MPa]	33.2
Resistenza cilindrica media	f_{cm}	[MPa]	41.2
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	[MPa]	3.1
Resistenza caratteristica a trazione (fratt. 5%)	f_{ctk}	[MPa]	2.2
Resistenza a trazione per flessione	f_{cfm}	[MPa]	3.7
Modulo elastico istantaneo (secante a 0.4 f_{cm})	E_{cm}	[MPa]	33643
Coefficiente di dilatazione termica	α	[C ⁻¹]	1.0E-05
Coeff. per condizioni di aderenza	η_1	[-]	1.0
Coeff. \emptyset barre per aderenza	η_2	[-]	1.0
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	[MPa]	4.9
Coeff. riduttivo resistenze di lunga durata	α_{cc}	[-]	0.85
Coeff. parziale di sicurezza	γ_c	[-]	1.50
Resistenza di progetto a compressione	f_{cd}	[MPa]	18.8
Resistenza di progetto a trazione	f_{ctd}	[MPa]	1.4
Resistenza tangenziale di aderenza di progetto	f_{bd}	[MPa]	3.3

4.3 Acciaio ordinario per calcestruzzo armato

È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili in barre ad aderenza miglioratae rispondente alle seguenti prescrizioni:

Tipo di acciaio			B450C
Tensione caratteristica di snervamento (min.)	f_{yk}	[MPa]	450
Tensione caratteristica a carico massimo (min.)	f_{tk}	[MPa]	540
Rapporto di sovreresistenza	$k=(f_t/f_y)_k$	[-]	1.20
Massa volumica media	ρ_s	[kg/m ³]	7850
Modulo elastico	E_s	[MPa]	200000
Deformazione caratteristica a carico massimo	$\epsilon_{uk}=(A_{gt})_k$	[%]	7.50
Coefficiente di dilatazione termica	α	[C ⁻¹]	1.2E-05
Coeff. parziale di sicurezza	γ_s	[-]	1.15
Resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391.3
Deformazione di progetto allo snervamento	ϵ_{yd}	[%]	0.2
Deformazione di progetto a carico massimo	ϵ_{ud}	[%]	6.75

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	
C _{min}	C _o	ambiente	C _{≥C_o}	C _{min} ≤C<C _o	C _{≥C_o}	C _{min} ≤C<C _o	C _{≥C_o}	C _{min} ≤C<C _o	C _{≥C_o}	C _{min} ≤C<C _o
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: XC4

Copriferro di progetto: 50 mm

Condizioni ambientali: Aggressive

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

- a) $\delta_f \leq w_1$ 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;
- b) $\delta_f \leq w_2$ 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.

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

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

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

5. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Si prende a riferimento la relazione geotecnica generale, alla quale si rimanda per maggiori dettagli.

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

INDICAZIONI INTEGRATIVE OOPP - VALIDE PER QUOTE SUPERIORI A QUOTA TESTA PALO									
Unità	Profondità		γ	ϕ	c'	c_u	E	V_s	v
-	m slm		kN/mc	°	kPa	kPa	MPa	m/s	-
1	+15,8 ÷ TOP**		19	28	0	-	10	-	0.3
** testa palo									
Unità	Descrizione	Prof top	γ	ϕ	c'	c_u	E	V_s	v
-	-	m TOP*	kN/mc	°	kPa	kPa	MPa	m/s	-
2	Ghiaia eterometrica sabbiosa localmente limosa, sabbia e ghiaia in matrice limosa, da mediamente addensata a addensata, con presenza di clasti poligenici	0	19.5	31	0	-	30	220	0.3
3	Limo da debolmente sabbioso o limo argilloso sabbioso, localmente ghiaioso, da mediamente consistente a consistente	6.5	19	26	10	100	20	220	0.3
CMV	Conglomerati costituiti prevalentemente da sabbia limosa debolmente ghiaiosa e limo sabbioso debolmente ghiaioso, molto addensati	11.5	20.5	33	5	-	40	400	0.3
ORV	Argilla limosa e limo argilloso, debolmente sabbioso, consistente e con intercalazioni sabbiose	28	20	31	15	140	>50	600	0.25
* m da testa palo									

Nel caso in cui il terreno spingente a tergo dei piedritti fosse il rilevato ferroviario si utilizzano i seguenti parametri geotecnici per determinarne l'azione:

$$\phi' = 38^\circ \text{ (angolo di attrito)}$$

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \text{ (peso specifico)}$$

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 superiore;
- Soletta di fondazione;
- Piedritti.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

Calcestruzzo armato: $\gamma_{c.a.} = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Rilevato: $\gamma_{ri} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

6.2 Permanenti non strutturali

Cautelativamente non sono stati considerati i carichi permanenti sulla soletta inferiore.

6.3 Azione del sisma

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: 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

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche


Grafici spettri di risposta →

Variabilità dei parametri →

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri →

Reticolo di riferimento



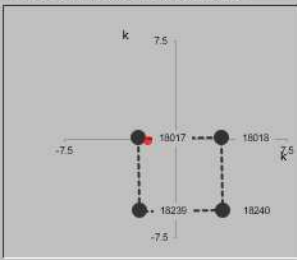
Controllo sui

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

superficie ▼

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".

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

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

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

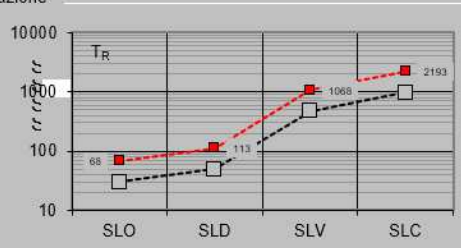
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

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

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Di seguito si riportano i parametri di definizione dell'azione:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_d	0.156 g
F_0	2.468
T_C^*	0.301 s
S_S	1.469
C_C	1.561
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.469
η	1.000
T_B	0.156 s
T_C	0.469 s
T_D	2.225 s

6.4 Ritiro del calcestruzzo

Gli effetti del ritiro del calcestruzzo sono valutati in accordo al §2.5.1.6.2 del Manuale di Progettazione, in particolare: “Per tali effetti si riporta il contenuto del §5.2.2.10.2 del DM 17.01.2018. I coefficienti di ritiro e viscosità finali, salvo sperimentazione diretta, sono quelli indicati rispettivamente nei §§ 11.2.10.6 e 11.2.10.7”. Per cui ai fini delle verifiche sono stati impiegati i coefficienti indicati al punto 11.2.10.6 delle NTC 2018. 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.

6.5 Variazione termica

La variazione termica applicata sulla struttura è pari a $\Delta T = +15^\circ\text{C}$, con una variazione termica aggiuntiva a farfalla pari a $\Delta T = +5^\circ\text{C}$ applicata sulla soletta di copertura.

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

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

Tale azione si trascura nel caso del muro.

6.6 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.

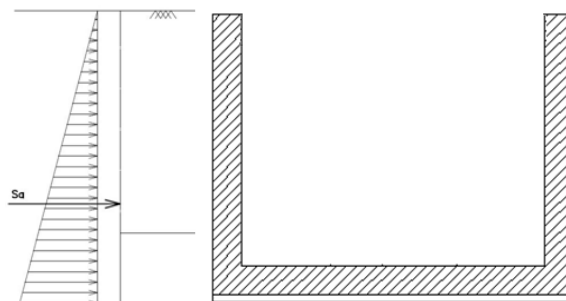


Figura 2: Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno

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

6.7 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale

Nel caso di un sovraccarico uniforme da traffico gravante a tergo dei piedritti, il valore della spinta risultante al metro è pari a $S=k_0 \cdot q \cdot H$, con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste.

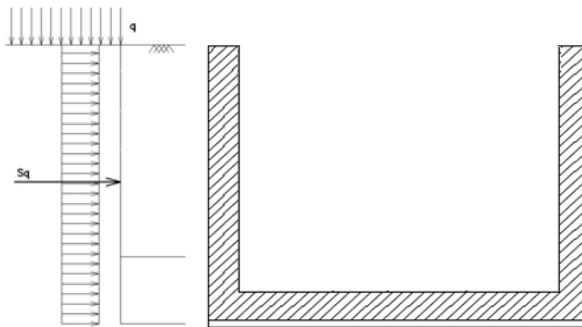


Figura 3: Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

6.8 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 $H/2$.

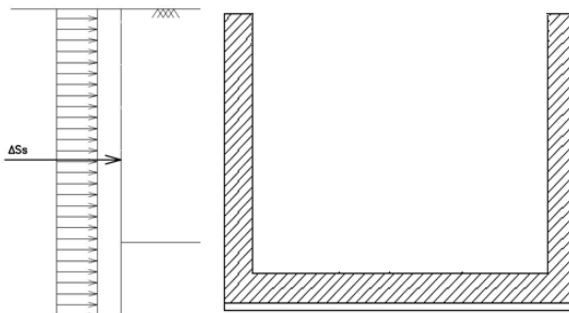


Figura 4: Schema per il calcolo degli effetti della sovraspinta sismica

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 sovrantabili
	Carichi verticali		Carichi orizzontali			Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 5)	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				

(*) Pioni 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 ¹⁰	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	$\gamma_{G1} = \gamma_{G3}$	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	$\gamma_{r2}, \gamma_{r3}, \gamma_{r4}$	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
	5	0,0	0,0	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;

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

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

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

s è il passo delle staffe;

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 ($\nu=0.5$);

$\alpha_c = 1$ 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. VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche sono state omesse in quanto in corrispondenza dello scatolare il terreno si trova in condizioni meno gravose delle zone limitrofe. Inoltre, lo scavo e la successiva costruzione di una struttura “vuota” sottopongono il terreno a tensioni inferiori a quelli precedentemente presenti.

10. 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

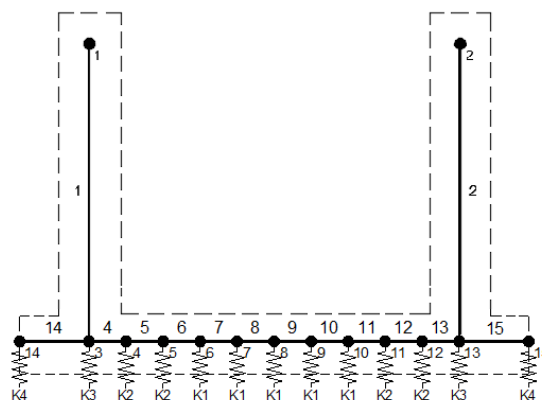
x = asse trasversale dello scatolare

y = asse longitudinale dello scatolare

z = asse verticale dello scatolare

10.1 Modellazione strutturale

Il modello di calcolo attraverso il quale viene discretizzata la struttura è quello di un telaio ad U. 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 1375 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:

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

Dove:

E	modulo elastico del terreno
v	coefficiente di Poisson
B	larghezza della fondazione
L	lato maggiore della fondazione
C _t	fattore di forma (Bowles, 1960)
K _w	coefficiente di sottofondo alla Winkler

Con questo valore si ricavano i valori delle singole molle:

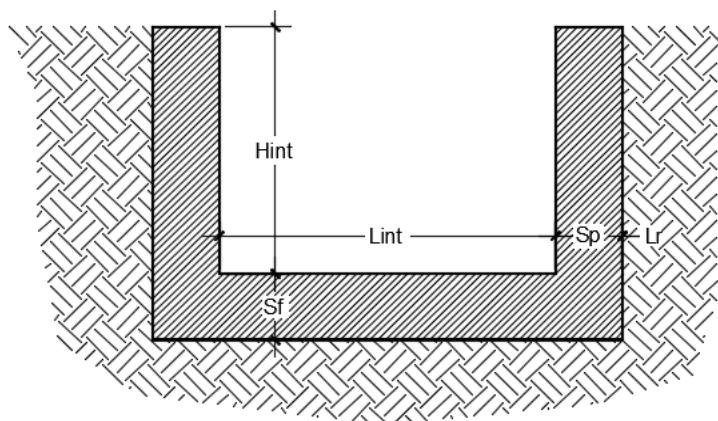
Rigidezze molle				
Modulo elastico del terreno	E _t		10.00	N/mm ²
Coefficiente di Poisson	v		0.30	-
Larghezza della fondazione	B	$B = L_r + S_p + L_{int} + S_p + L_r$	18.69	m
Lato maggiore della fondazione	L		12.00	m
Fattore di forma	C _t		0.62	-
Terreno di fondazione - Costante di sottofondo	K _w	$K_w = E_t / (1 - v^2) * B * C_t$	954	kN/m ³
Interasse molle	i	$(1.17/2 + 15.95 + 1.17/2) / 10 =$	1.71	m
Molle centrali	K ₁	$K_1 = K_w * i$	1 633	kN/m
Molle intermedie	K ₂	$K_2 = 1.50 * K_w * i$	2 450	kN/m
Molle laterali	K ₃	$K_3 = 2.00 * K_w * (i/2 + S_p/2)$	2 749	kN/m
Molle risolto	K ₄	$K_4 = 1.50 * K_w * L_r$	286	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.

10.2 Analisi dei carichi

Geometria

Caratteristiche materiali e terreno				
Calcestruzzo armato - Peso specifico	γ		25	kN/m ³
Calcestruzzo armato - Tipo			C32/40	
Calcestruzzo armato - Res. caratt. cubica	R_{ck}		40	N/mm ²
Calcestruzzo armato - Res. caratt. cilindrica	f_{ck}	$0.83 \cdot 40 =$	33.2	N/mm ²
Calcestruzzo armato - Modulo elastico	E		33600	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		38	°
Condizioni ambientali per ver. a fessurazione			aggressive	
Geometria				
Spessore soletta di fondazione	S_f		1.10	m
Spessore piedritti	S_p		1.17	m
Altezza netta	H_{int}		8.70	m
Larghezza netta	L_{int}		15.95	m
Lunghezza risvolti sol. inf.	L_r		0.20	m



Tab. 4: Geometria del modello

Azioni elementari applicate

Spinta del terreno (Condizioni SPTSX e SPTDX)					
K0		$1 - \sin(38^\circ) =$	0.384		
Spinta alla quota di estradosso sol. sup.	p1	$0.384 \cdot 0.00 =$	0.00	kN/m ²	
Spinta in asse sol. sup.	p2	$0.384 \cdot (0.00 + 20 \cdot 0.00/2) =$	0.00	kN/m²	
Spinta in asse sol. inf.	p3	$0.384 \cdot [0.00 + 20 \cdot (0.00+8.70+1.10/2)] =$	71.10	kN/m²	
Spinta alla quota di intradosso sol. inf.	p4	$0.384 \cdot [0.00 + 20 \cdot (0.00+8.70+1.10)] =$	75.33	kN/m ²	
Spinta semispessore sol. sup.	F1	$(0.00+0.00)/2 \cdot 0.00/2$	0.00	kN/m	
Spinta semispessore sol. inf.	F2	$(71.10+75.33)/2 \cdot 1.10/2$	40.27	kN/m	

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		0.156		
Amplificazione spettrale	F _o		2.468		
Categoria sottosuolo		A, B, C, D, E	C		
Coeff. Amplificazione stratigrafica	S _s		1.469		
Coeff. Amplificazione topografica	S _t		1		
Coefficiente S	S	=S _s · S _t	1.469		
accelerazione orizzontale max	a _{max} /g	=a _g /g · S	0.229		
Fattore di struttura	q		1.00		
Coeff. sismico orizzontale	k _h	=a _{max} /g	0.229		
Coeff. sismico verticale	k _v	= ±0.5·k _h	0.115		
Carico accidentale totale gravante sulla cop.		$1.1 \cdot 1000 / (2.40 \cdot 6.40) \cdot 6.40 + 1.1 \cdot 80 / 2.40 \cdot 18.29 =$	0.0	kN/m	
Forza orizz. sulla sol. di cop.	F _{Hs}	$0.229 \cdot (0.00 \cdot 25 + 0.00 + 0.2 \cdot 0.0 / 17.12) / 1.00 =$	0.00	kN/m²	
Forza orizz. sui piedritti	F _{Hp}	$0.229 \cdot (1.17 \cdot 25) / 1.00 =$	6.70	kN/m²	

Spinta del terreno in fase sismica (Condizione SPSDX)

Risultante della spinta sismica	ΔS _E	$= (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot (H_{int} + S_s + S_f + H_b + H_r)^2 = 0.229 \cdot 20$	440.2	kN/m	
Pressione risultante	Δp _E	$= \Delta S_E / H = 440.2 / 9.25$	47.59	kN/m²	

Seguono le schermate di applicazione dei principali carichi al modello:

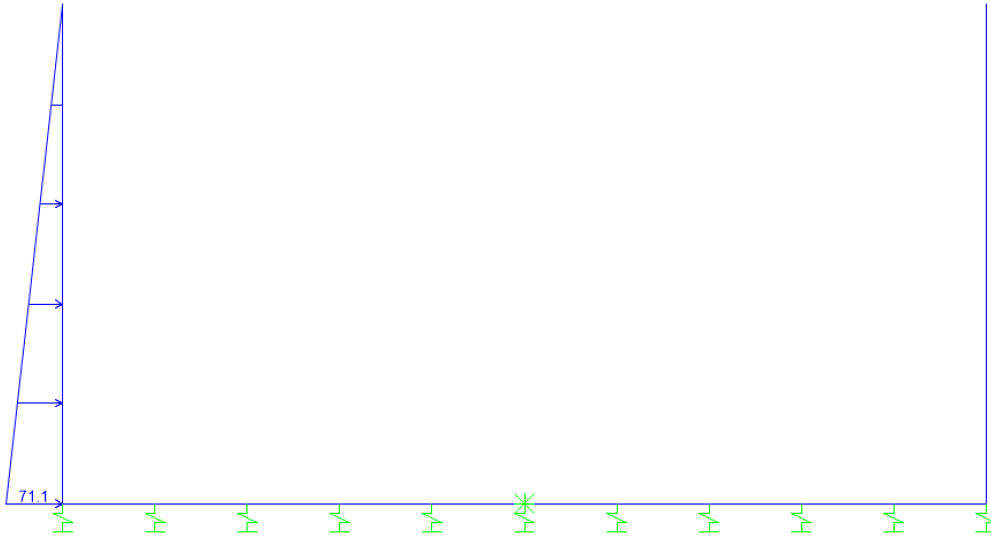


Figura 5: Condizione SPTSX

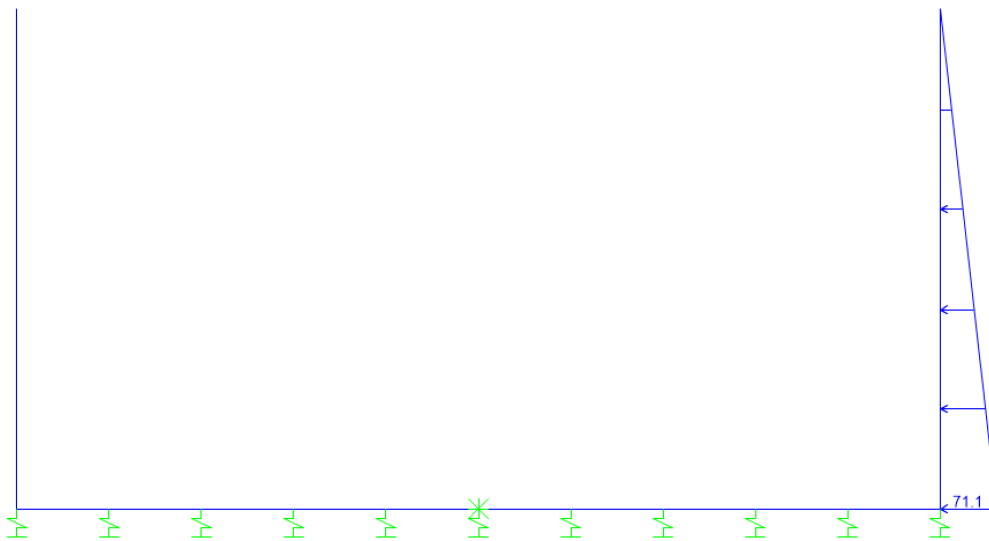


Figura 6: Condizione SPTDX

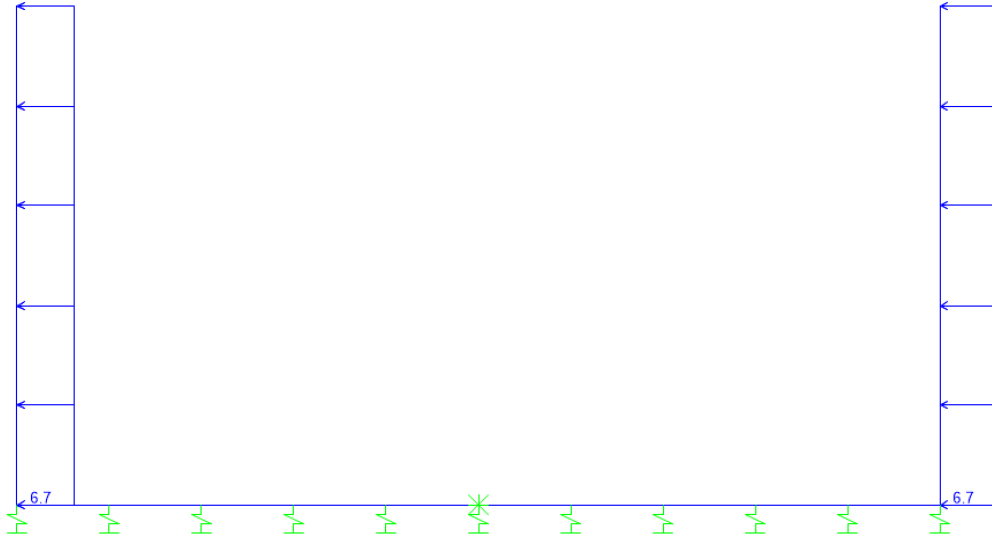


Figura 7: Condizione SISMAH

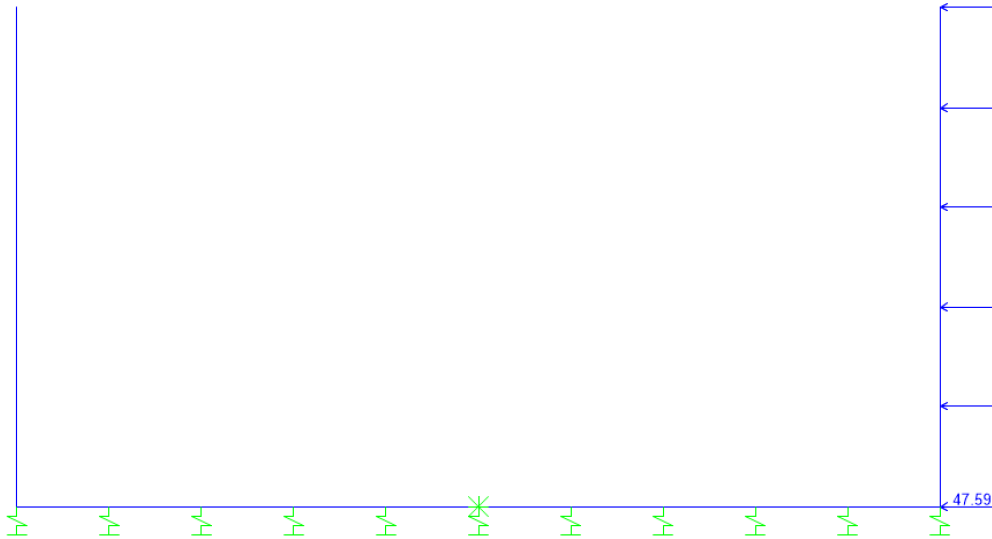


Figura 8: Condizione SPSDX

N	PERM	PERM-G2	ACC-M71	ACC-T71	AVV	SPTSX	SPTDX	SPQSX71	SPQDX71	TERM	RITIRO	SISMAH	SISMAV	SPSDX	ACC-SW	SPQSXSX	SPQDXSX
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
- SPTDx** : spinta del terreno sulla parete dx
- SPQSx71** : spinta del carico accidentale LM71 sulla parete sx
- SPQDx71** : spinta del carico accidentale LM71 sulla parete dx

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

10.4 Sollecitazioni

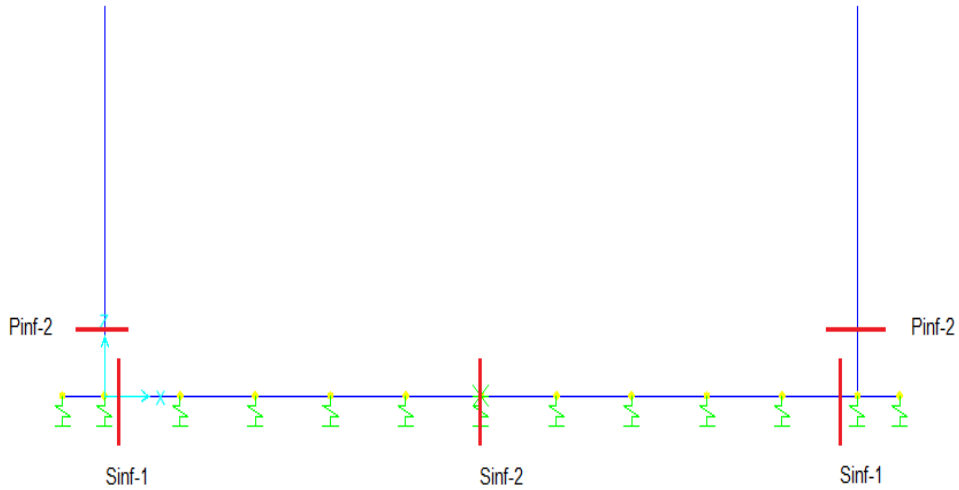


Figura 9: Sezioni di verifica

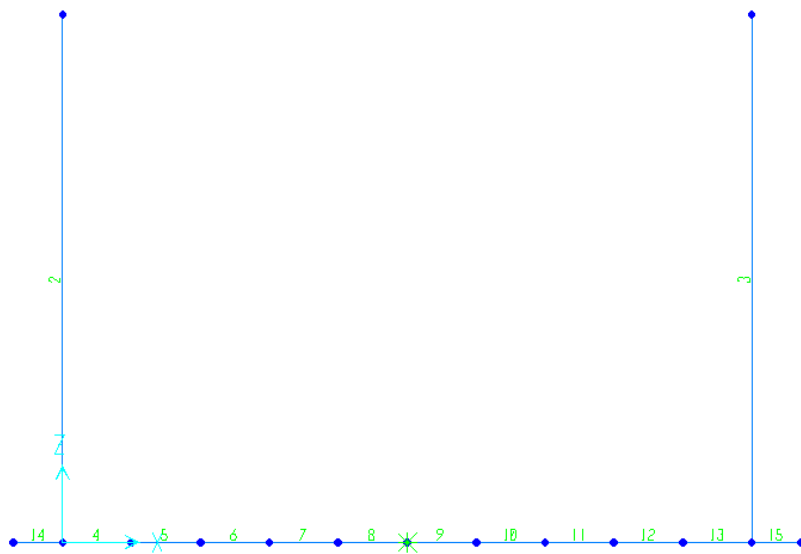


Figura 10: Nomenclatura frame

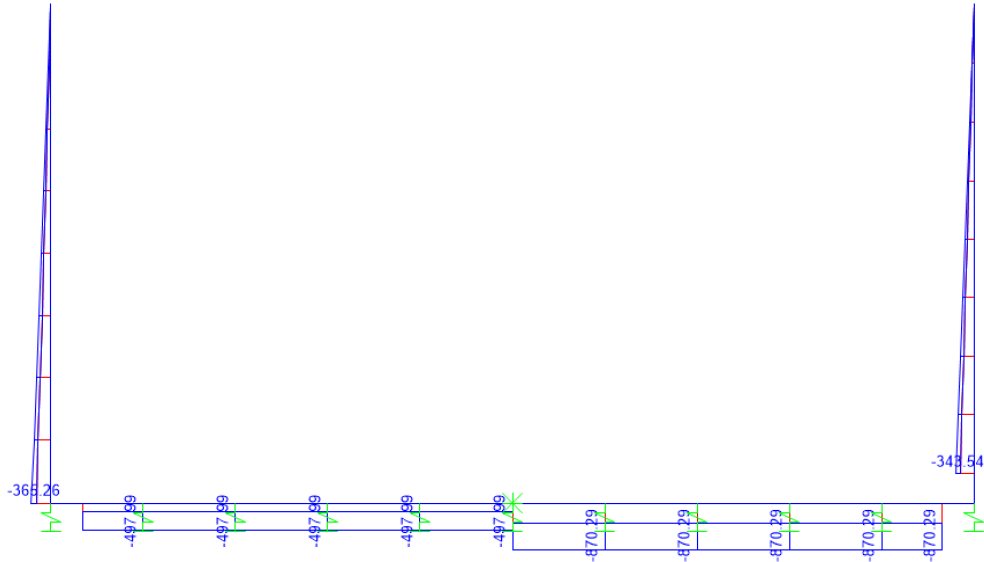


Figura 11: Sforzo Normale – Involuppo SLU (kN)

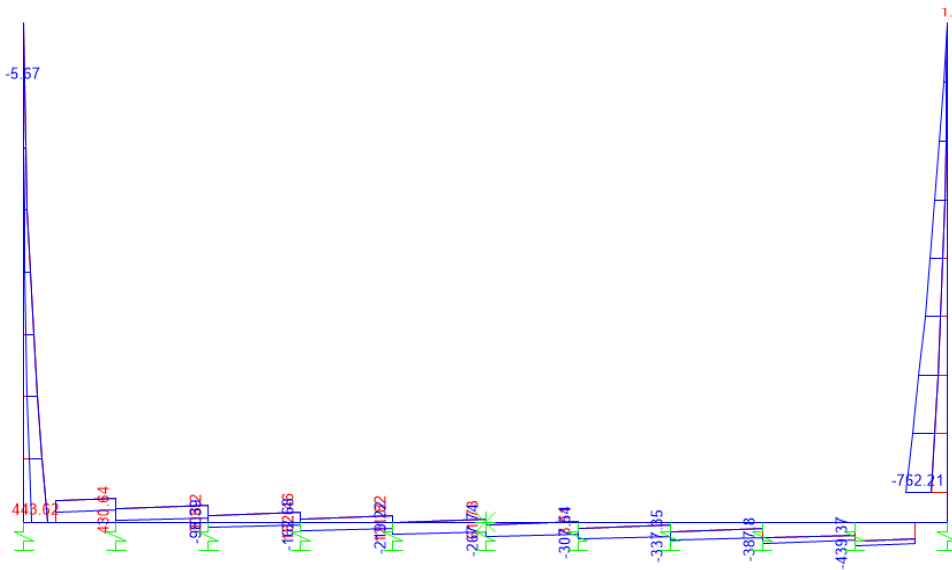


Figura 12: Taglio – Involuppo SLU (kN)

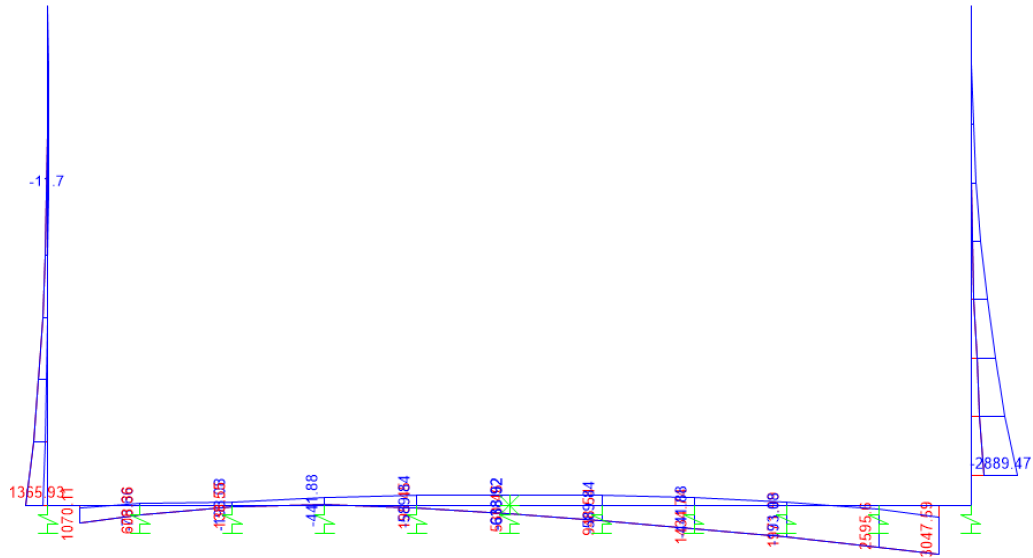


Figura 13: Momento flettente – Inviluppo SLU (kNm)

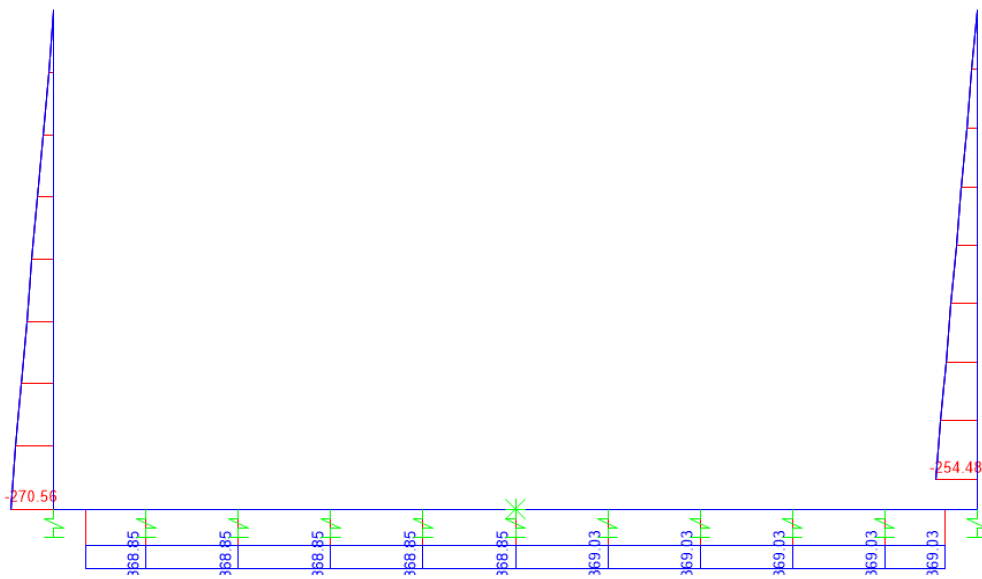


Figura 14: Sforzo normale – Inviluppo SLE-Rara (kNm)

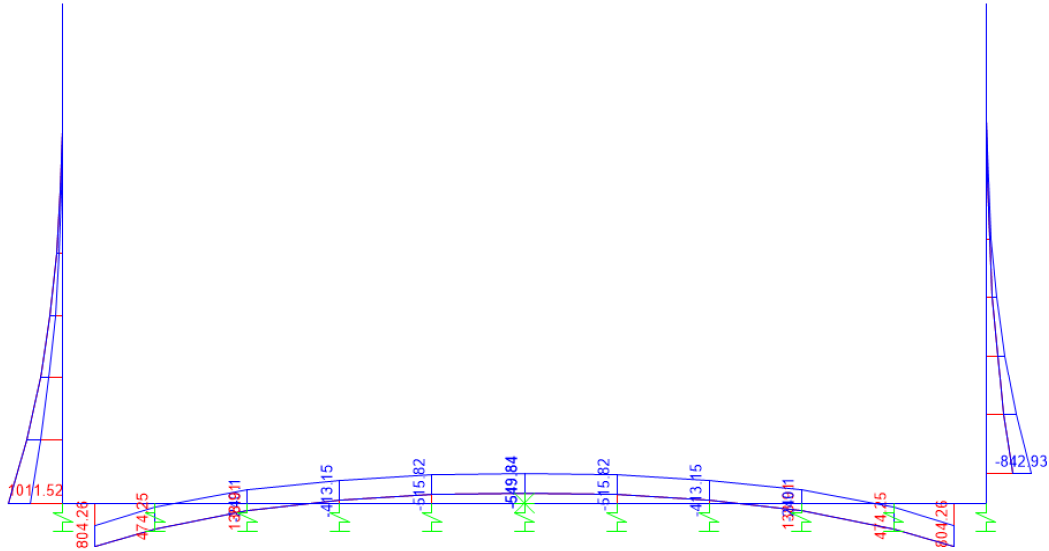


Figura 15: Momento flettente – Inviluppo SLE-Rara (KNm)

10.5 Verifiche strutturali

10.5.1 Riepilogo armature

La tabella seguente mostra le armature di forza adottate nello scatolare con riferimento ad una striscia di 1m.

	Arm. tesa		Arm. comp.	
	1° strato	2° strato	1° strato	2° strato
Piedritto - Spiccato	10 Ø26	10 Ø26	5 Ø20	-
Soletta inferiore - Campata	5 Ø26	-	5 Ø26	-
Soletta inferiore - Appoggio	10 Ø26	10 Ø26	5 Ø26	-

L'armatura a taglio, laddove prevista, è indicata nella corrispondente verifica.

10.5.2 Verifica piedritti

- Verifica a pressoflessione spiccato (Pied-Spicce)

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	C32/40
R _{ck}	40 N/mm ²
f _{ck}	33.2 N/mm ²
γ _c	1.5
f _{cd}	22.1 N/mm ²
f _{cc}	18.8 N/mm ²

copriferro	50	mm
staffe	10	mm
armat. sec.	14	mm

Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione h	117 cm
Base della sezione b	100 cm
Copriferro d'	8.7 cm
Altezza utile della sezione d	108.3 cm

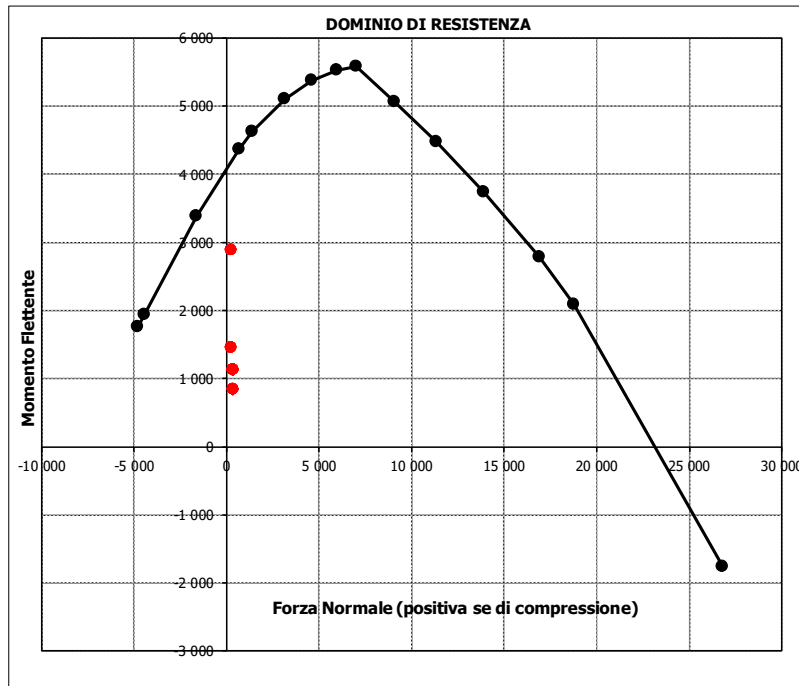
Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	
10	26	53.09	cm ²
10	26	53.09	cm ²
		0.00	cm ²
106.19 cm²			

Armatura compressa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	20	15.71	cm ²
0	0	0.00	cm ²
		0.00	cm ²
15.71 cm²			

Caratteristiche di sollecitazione			
Comb.	Nsd [kN]	Msd [kNm]	
(Nmax)	01S1-11M	344	844
(Nmin)	71SS1--	254	2889
(Mmax)	71SS1--	254	2889
(Mmin)	01S1-11M	344	844

Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd	Msd	Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	344	844	44S1T23M	344	1138
02S1-11T	344	844	45S1T23T	344	1138
03S1-12M	344	1136	46S1T24-	344	1136
04S1-12T	344	1136	47S1T25-	344	1138
05S1-13M	344	1138	48S1T26S	344	844
06S1-13T	344	1138	49S1T27S	344	1136
07S1-14-	344	1136	50S1T28S	344	1138
08S1-15-	344	1138	51S1T29S	344	1136
09S1-16S	344	844	52S1T30S	344	1138
10S1-17S	344	1136	53S3-11M	344	844
11S1-18S	344	1138	54S3-11T	344	844
12S1-19S	344	1136	55S3-12M	344	1136
13S1-20S	344	1138	56S3-12T	344	1136
14S1-21M	344	844	57S3-13M	344	1138
15S1-21T	344	844	58S3-13T	344	1138
16S1-22M	344	1136	59S3-14S	344	844
17S1-22T	344	1136	60S3-15S	344	1136
18S1-23M	344	1138	61S3-16S	344	1138
19S1-23T	344	1138	62S3-21M	344	844
20S1-24-	344	1136	63S3-21T	344	844
21S1-25-	344	1138	64S3-22M	344	1136
22S1-26S	344	844	65S3-22T	344	1136
23S1-27S	344	1136	66S3-23M	344	1138
24S1-28S	344	1138	67S3-23T	344	1138
25S1-29S	344	1136	68S3-24S	344	844
26S1-30S	344	1138	69S3-25S	344	1136
27S1T11M	344	844	70S3-26S	344	1138
28S1T11T	344	844	71SSS1--	254	2889
29S1T12M	344	1136	72SSS2--	254	2889
30S1T12T	344	1136	73SSS3--	254	1457
31S1T13M	344	1138	74SSS4--	254	1457
32S1T13T	344	1138	75SSS5--	254	2889
33S1T14-	344	1136	76SSS6--	254	2889
34S1T15-	344	1138	77SSS7--	254	1457
35S1T16S	344	844	78SSS8--	254	1457
36S1T17S	344	1136	79SSS9S	254	2889
37S1T18S	344	1138	80SSS10S	254	2889
38S1T19S	344	1136	81SSS11S	254	1457
39S1T20S	344	1138	82SSS12S	254	1457
40S1T21M	344	844	83SSS13S	254	2889
41S1T21T	344	844	84SSS14S	254	2889
42S1T22M	344	1136	85SSS15S	254	1457
43S1T22T	344	1136	86SSS16S	254	1457



- 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	C32/40	
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	33.2	N/mm ²
γ_c	1.5	
α_{cc}	0.85	
f_{cd}	18.8	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	762
N_{Ed}	kN	0

Piedritto

Armatura a taglio

Diametro	mm	10
Numero barre		5
A_{sw}	cm ²	3.93
Passo s	cm	20
Angolo α	°	90

Armatura longitudinale

n_1		10
\varnothing_1	mm	26
n_2		10
\varnothing_2	mm	26
Asl	cm ²	106.19

Sezione

b_w	cm	100
H	cm	117
c	cm	8.7
d	cm	108.3
k	N/mm ²	1.43
v_{min}	N/mm ²	0.34
ρ		0.0098
σ_{cp}	N/mm ²	0.00
α_c		1.00

Resistenza senza armatura a taglio

V_{Rd}	kN	593
V_{Rd}	kN	NECESSITA ARMATURA A TAGLIO

Resistenza con armatura a taglio

$\cot\alpha$		0.5
v		0.5
ω_{sw}		0.04
$\cot\theta$		2.50
Inclinazione puntone θ	°	21.8
V_{RSd}	kN	1872
V_{RCd}	kN	3162
V_{Rd}	kN	1872
V_{Rd}	kN	VERIFICATO

- Verifica a fessurazione spiccato (Pied-Spicc)

Sollecitazioni

Momento flettente	M	843	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	33.2	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33642.78	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{amm}	18.3	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	3.5	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2.4	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	117	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	As_1'	15.71	cm ²	5 Ø 20	$c_{s1} = \mathbf{8.7}$ cm
Armatura compressa (2° strato)	As_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0	$c_{s2} = \mathbf{9.7}$ cm
Armatura tesa (2° strato)	As_2	53.09	cm ²	10 Ø 26	$c_{t2} = \mathbf{11.3}$ cm
Armatura tesa (1° strato)	As_1	53.09	cm ²	10 Ø 26	$c_{t1} = \mathbf{8.7}$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	3.9	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	87.0	N/mm ²	< σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	43.2	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	13407	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	17680446.81	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id^*}	9453864.103	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	732	kN m	La sezione è fessurata
---------------------------------------	--------------	-----	------	------------------------

10.5.3 Verifica soletta inferiore

- 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
	$\epsilon_{yd} = 0.00191$	

Calcestruzzo

Tipo	C32/40
R_{ck}	40
f_{ck}	33.2
γ_c	1.5
f_{cd}	22.1
f_{cc}	18.8

copriferro	50	mm
staffe	10	mm
armat. sec.	14	mm

Geometria della sezione

Altezza geometrica della sezione	$h = 110$	cm
Base della sezione	$b = 100$	cm
Copriferro	$d' = 8.7$	cm
Altezza utile della sezione	$d = 101.3$	cm

Armatura tesa

N° ferri	Diametro	Area
5	26	26.55 cm ²
0	0	0.00 cm ²
		26.55 cm²

Armatura compressa

N° ferri	Diametro	Area
5	26	26.55 cm ²
0	0	0.00 cm ²
		26.55 cm²

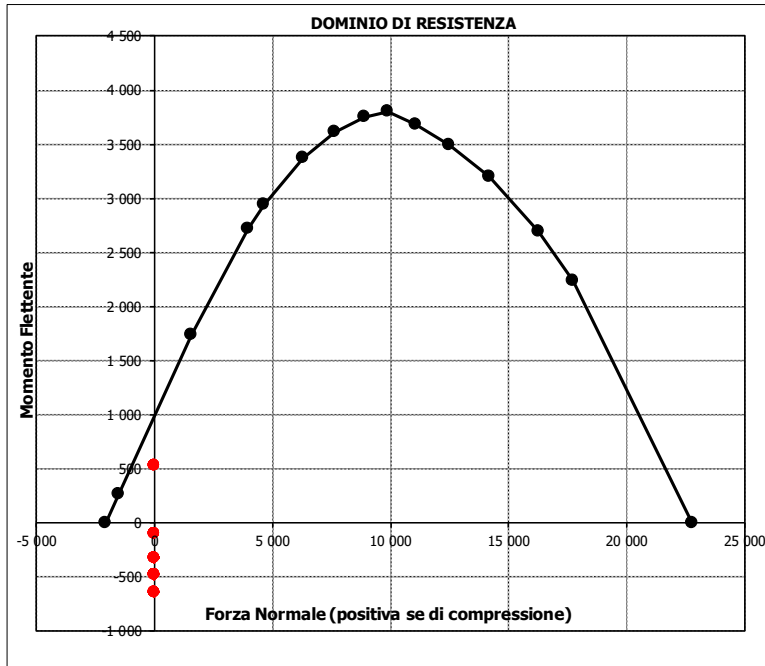
Caratteristiche di sollecitazione

Comb. Nsd [kN] Msd [kNm]

(Mmax)	71SSS1--	0	530
(Mmin)	01S1-11M	0	639

Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd	Msd	Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	0	-639	44S1T23M	0	-482
02S1-11T	0	-639	45S1T23T	0	-482
03S1-12M	0	-325	46S1T24-	0	-325
04S1-12T	0	-325	47S1T25-	0	-482
05S1-13M	0	-482	48S1T26S	0	-639
06S1-13T	0	-482	49S1T27S	0	-325
07S1-14-	0	-325	50S1T28S	0	-482
08S1-15-	0	-482	51S1T29S	0	-325
09S1-16S	0	-639	52S1T30S	0	-482
10S1-17S	0	-325	53S3-11M	0	-639
11S1-18S	0	-482	54S3-11T	0	-639
12S1-19S	0	-325	55S3-12M	0	-325
13S1-20S	0	-482	56S3-12T	0	-325
14S1-21M	0	-639	57S3-13M	0	-482
15S1-21T	0	-639	58S3-13T	0	-482
16S1-22M	0	-325	59S3-14S	0	-639
17S1-22T	0	-325	60S3-15S	0	-325
18S1-23M	0	-482	61S3-16S	0	-482
19S1-23T	0	-482	62S3-21M	0	-639
20S1-24-	0	-325	63S3-21T	0	-639
21S1-25-	0	-482	64S3-22M	0	-325
22S1-26S	0	-639	65S3-22T	0	-325
23S1-27S	0	-325	66S3-23M	0	-482
24S1-28S	0	-482	67S3-23T	0	-482
25S1-29S	0	-325	68S3-24S	0	-639
26S1-30S	0	-482	69S3-25S	0	-325
27S1T11M	0	-639	70S3-26S	0	-482
28S1T11T	0	-639	71SSS1--	0	530
29S1T12M	0	-325	72SSS2--	0	530
30S1T12T	0	-325	73SSS3--	0	-100
31S1T13M	0	-482	74SSS4--	0	-100
32S1T13T	0	-482	75SSS5--	0	530
33S1T14-	0	-325	76SSS6--	0	530
34S1T15-	0	-482	77SSS7--	0	-100
35S1T16S	0	-639	78SSS8--	0	-100
36S1T17S	0	-325	79SSS9S	0	530
37S1T18S	0	-482	80SSS10S	0	530
38S1T19S	0	-325	81SSS11S	0	-100
39S1T20S	0	-482	82SSS12S	0	-100
40S1T21M	0	-639	83SSS13S	0	530
41S1T21T	0	-639	84SSS14S	0	530
42S1T22M	0	-325	85SSS15S	0	-100
43S1T22T	0	-325	86SSS16S	0	-100



• 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	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	C32/40
R_{ck}	40 N/mm ²
f_{ck}	33.2 N/mm ²
γ_c	1.5
f_{ctd}	22.1 N/mm ²
f_{cc}	18.8 N/mm ²

copriferro	50	mm
staffe	10	mm
armat. sec.	14	mm

Geometria della sezione

Altezza geometrica della sezione	h	=	110	cm
Base della sezione	b	=	100	cm
Copriferro	d'	=	8.7	cm
Altezza utile della sezione	d	=	101.3	cm

Armatura tesa

N° ferri	Diametro	Area
10	26	53.09 cm ²
10	26	53.09 cm ²
		106.19 cm²

Armatura compressa

N° ferri	Diametro	Area
5	26	26.55 cm ²
0	0	0.00 cm ²
		26.55 cm²

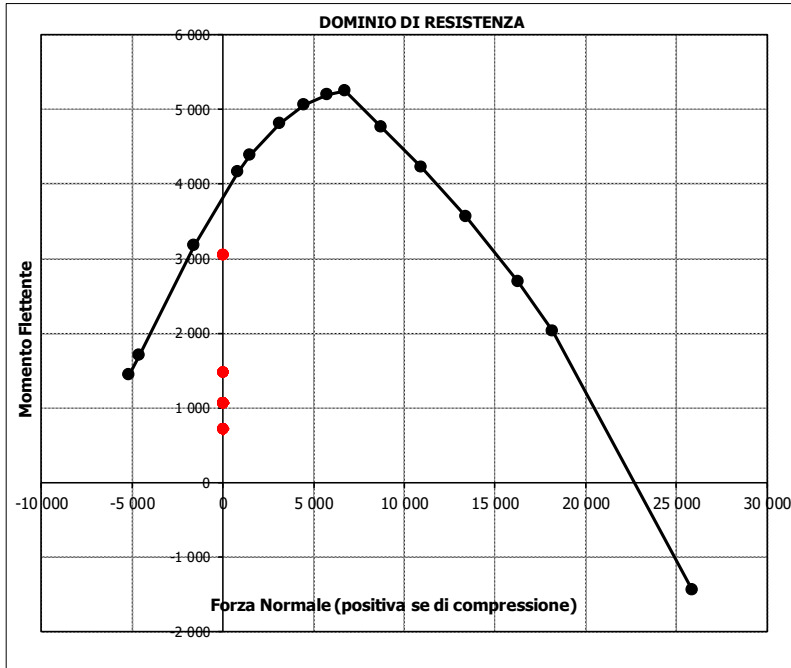
Caratteristiche di sollecitazione

Comb. Nsd [kN] Msd [kNm]

(Mmax)	71SSS1--	0	3048
(Mmin)	01S1-11M	0	722

Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd	Msd	Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	0	722	44S1T23M	0	1066
02S1-11T	0	722	45S1T23T	0	1066
03S1-12M	0	1070	46S1T24-	0	1070
04S1-12T	0	1070	47S1T25-	0	1066
05S1-13M	0	1066	48S1T26S	0	722
06S1-13T	0	1066	49S1T27S	0	1070
07S1-14-	0	1070	50S1T28S	0	1066
08S1-15-	0	1066	51S1T29S	0	1070
09S1-16S	0	722	52S1T30S	0	1066
10S1-17S	0	1070	53S3-11M	0	722
11S1-18S	0	1066	54S3-11T	0	722
12S1-19S	0	1070	55S3-12M	0	1070
13S1-20S	0	1066	56S3-12T	0	1070
14S1-21M	0	722	57S3-13M	0	1066
15S1-21T	0	722	58S3-13T	0	1066
16S1-22M	0	1070	59S3-14S	0	722
17S1-22T	0	1070	60S3-15S	0	1070
18S1-23M	0	1066	61S3-16S	0	1066
19S1-23T	0	1066	62S3-21M	0	722
20S1-24-	0	1070	63S3-21T	0	722
21S1-25-	0	1066	64S3-22M	0	1070
22S1-26S	0	722	65S3-22T	0	1070
23S1-27S	0	1070	66S3-23M	0	1066
24S1-28S	0	1066	67S3-23T	0	1066
25S1-29S	0	1070	68S3-24S	0	722
26S1-30S	0	1066	69S3-25S	0	1070
27S1T11M	0	722	70S3-26S	0	1066
28S1T11T	0	722	71SSS1--	0	3048
29S1T12M	0	1070	72SSS2--	0	3048
30S1T12T	0	1070	73SSS3--	0	1474
31S1T13M	0	1066	74SSS4--	0	1474
32S1T13T	0	1066	75SSS5--	0	3048
33S1T14-	0	1070	76SSS6--	0	3048
34S1T15-	0	1066	77SSS7--	0	1474
35S1T16S	0	722	78SSS8--	0	1474
36S1T17S	0	1070	79SSS9S	0	3048
37S1T18S	0	1066	80SSS10S	0	3048
38S1T19S	0	1070	81SSS11S	0	1474
39S1T20S	0	1066	82SSS12S	0	1474
40S1T21M	0	722	83SSS13S	0	3048
41S1T21T	0	722	84SSS14S	0	3048
42S1T22M	0	1070	85SSS15S	0	1474
43S1T22T	0	1070	86SSS16S	0	1474



- Verifica a taglio

La verifica a taglio viene condotta nel seguente modo:

1. Verifica della sezione senza armatura al taglio → se $V_{Ed} < VR_{d1}$ la verifica è soddisfatta;
2. Altrimenti si verifica la sezione con armatura a taglio → se $V_{Ed} < VR_{d2}$ la verifica è soddisfatta.

Calcestruzzo

Tipo	C32/40	
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	33.2	N/mm ²
γ_c	1.5	
α_{cc}	0.85	
f_{cd}	18.8	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	440
N_{Ed}	kN	0

Soletta inf

Armatura a taglio

Diametro	mm	10
Numero barre		5
A_{sw}	cm ²	3.93
Passo s	cm	20
Angolo α	°	90

Armatura longitudinale

n_1		10
\varnothing_1	mm	26
n_2		10
\varnothing_2	mm	26
A_{sl}	cm ²	106.19

Sezione

b_w	cm	100
H	cm	110
c	cm	8.7
d	cm	101.3
k	N/mm ²	1.44
v_{min}	N/mm ²	0.35
ρ		0.0105
σ_{cp}	N/mm ²	0.00
α_c		1.00

Resistenza senza armatura a taglio

V_{Rd}	kN	573
V_{Rd}	kN	VERIFICATO

- Verifica a fessurazione campata (Solinf-Camp)

Sollecitazioni

Momento flettente	M	550	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	33.2	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33642.78	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{amm}	18.3	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	3.5	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2.4	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}	337.5	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	110	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	As_1'	26.55	cm ²	5 Ø 26	$c_{s1} = 8.7$ cm
Armatura compressa (2° strato)	As_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0	$c_{s2} = 10.0$ cm
Armatura tesa (2° strato)	As_2	0.00	cm ²	0 Ø 0	$c_{t2} = 10.0$ cm
Armatura tesa (1° strato)	As_1	26.55	cm ²	5 Ø 26	$c_{t1} = 8.7$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	4.3	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	221.4	N/mm ²	< σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	22.7	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	11743	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	12798887.96	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id+}	2927993.133	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	564	kN m	La sezione non è fessurata
---------------------------------------	--------------	-----	------	----------------------------

• Verifica a fessurazione appoggio (Solinf-App)

Sollecitazioni

Momento flettente	M	804	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	33.2	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33642.78	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	18.3	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	3.5	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2.4	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}	337.5	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	110	cm	
Larghezza sezione	B	100	cm	
Armatura compressa (1° strato)	AS_1^1	26.55	cm ²	5 Ø 26 $c_{s1} = \nabla$ 8.7 cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2^1	0.00	cm ²	0 Ø 0 $c_{s2} = \nabla$ 10.0 cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	53.09	cm ²	10 Ø 26 $c_{t2} = \nabla$ 11.3 cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	53.09	cm ²	10 Ø 26 $c_{t1} = \nabla$ 8.7 cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	3.9	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	88.8	N/mm ²	< σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	40.5	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	12858	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	15173363.76	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	8258566.256	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	669	kN m	La sezione è fessurata
---------------------------------------	--------------	-----	------	------------------------

11. INCIDENZA MURO U

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

Piedritti	115 kg/mc
Soletta inferiore	120 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 $\varnothing 16/20$ ed un incremento del 15% per tener conto della presenza di legature e spille.

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

12.1 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.

12.2 Origine e caratteristiche dei Codici di Calcolo

Titolo: SAP2000 Ultimate
Versione: 21.0.2
Produttore: CSI Computers and Structures, Inc.

12.3 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.

Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

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.