

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 sottopasso autostradale

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 5 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: IV0I00D26CLSL0500005A.doc

INDICE

1. PREMESSA	3
2. DESCRIZIONE.....	5
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
4.1 Calcestruzzo per magrone di sottofondazione	7
4.2 Calcestruzzo per strutture scatolari	7
4.3 Acciaio ordinario per calcestruzzo armato.....	8
5. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI	10
5.1 Profondità della falda	10
6. ANALISI DEI CARICHI	11
6.1 Pesi propri	11
6.2 Permanenti non strutturali	11
6.3 Azione del sisma	11
6.4 Ritiro del calcestruzzo.....	13
6.5 Variazione termica	13
6.6 Spinta statica del terreno	14
6.7 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale.....	14
6.8 Incremento di Spinta in condizione sismiche.....	14
7. COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	16
8. VERIFICHE STRUTTURALI	18
8.1 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pressoflessione	18
8.2 Verifica agli stati limite ultimi a taglio	18
8.3 Verifica agli stati limite d'esercizio	20
9. VERIFICHE GEOTECNICHE	21

10. ANALISI STRUTTURALE	22
10.1 Modellazione strutturale.....	22
10.2 Analisi dei carichi	24
10.3 Combinazioni	28
10.4 Sollecitazioni.....	30
10.5 Verifiche strutturali	35
10.5.1 Riepilogo armature.....	35
10.5.2 Verifica piedritti.....	36
10.5.3 Verifica soletta inferiore	39
11. INCIDENZA MURO U.....	44
12. DICHIARAZIONI SECONDO D.M. 17/01/2018 (P.TO 10.2)	45
12.1 Tipo di analisi svolte	45
12.2 Origine e caratteristiche dei Codici di Calcolo	45
12.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	45

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 delle opere di imbocco del sottovia SL05 al km 77+661.

L'ubicazione dell'opera lungo la tratta in questione è indicata in

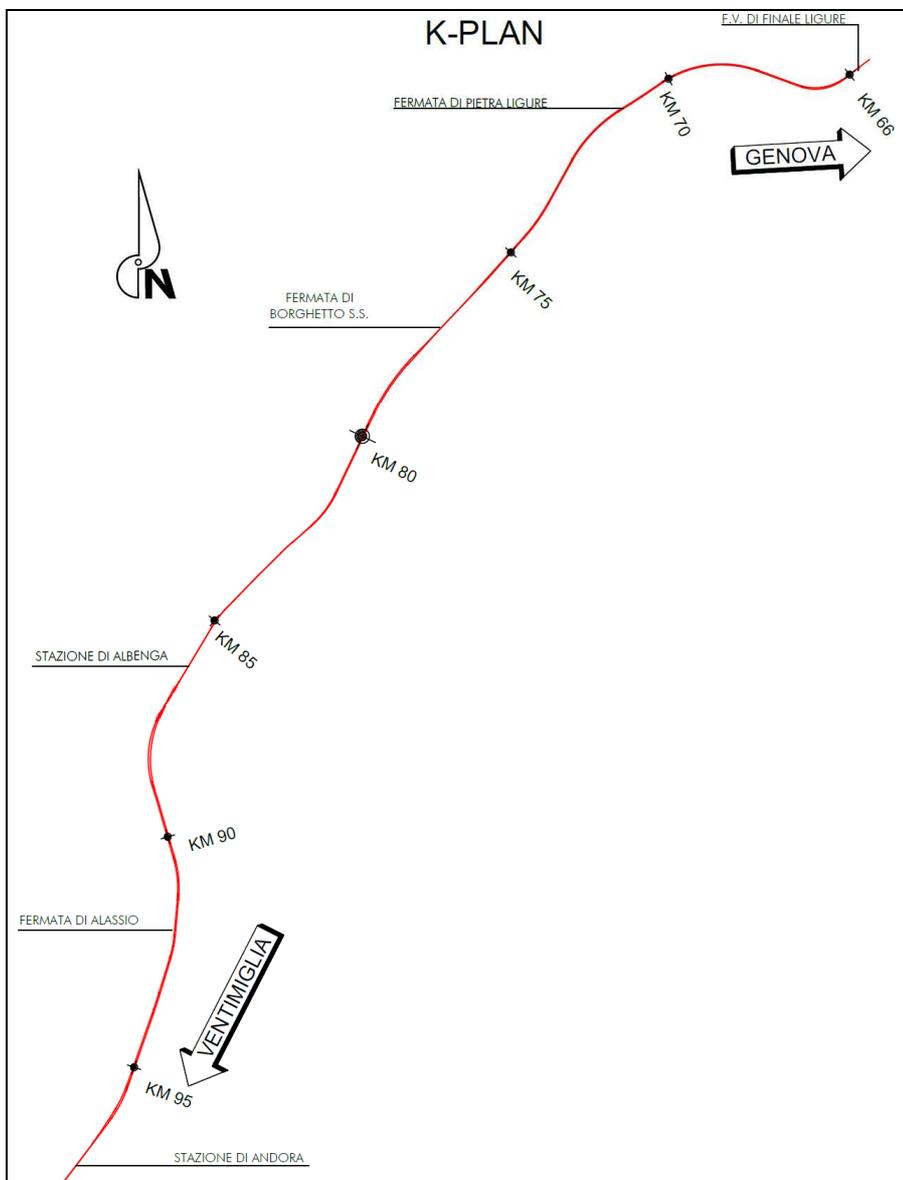


Figura 1.1.

SL05 – Nuovo Sottovia al km 77+661.54
Relazione di calcolo imbocchi sottopasso
autostradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	SL0500005	A	4 di 46

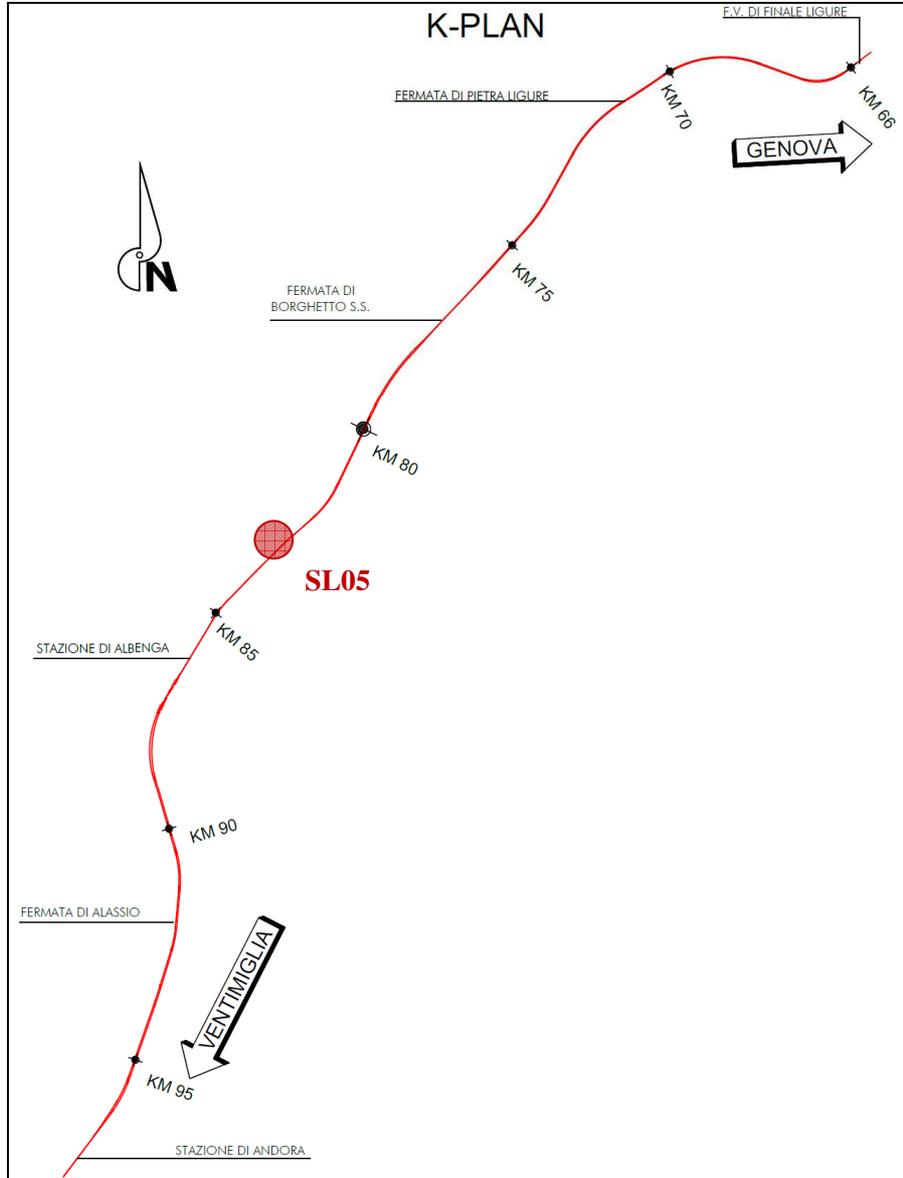


Figura 1.1: Raddoppio tratta Finale L. - Andora. Inquadramento dell'opera

2. DESCRIZIONE

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

Geometria				
Spessore soletta di fondazione	Sf		1.50	m
Spessore piedritti	Sp		1.50	m
Altezza netta	Hint		6.80	m
Larghezza netta	Lint		14.75	m
Lunghezza risvolti sol. inf.	Lr		0.00	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 sottopasso autostradale	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL0500005	REV. A	FOGLIO 6 di 46

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. Ø 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 m slm		γ kN/mc	ϕ °	c' kPa	c_u kPa	E MPa	Vs m/s	v -
1	+15,8 ÷ TOP**		19	28	0	-	10	-	0.3
** testa palo									
Unità	Descrizione	Prof top m TOP*	γ kN/mc	ϕ °	c' kPa	c_u kPa	E MPa	Vs m/s	v -
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 stradale si utilizzano i seguenti parametri geotecnici per determinarne l'azione:

$$\phi' = 35^\circ \text{ (angolo di attrito)}$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3 \text{ (peso specifico)}$$

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 di fondazione;
- Piedritti.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

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

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

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:

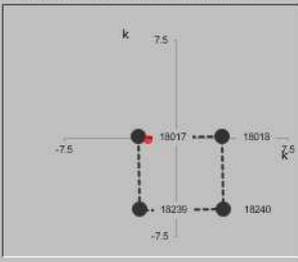
Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



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".

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

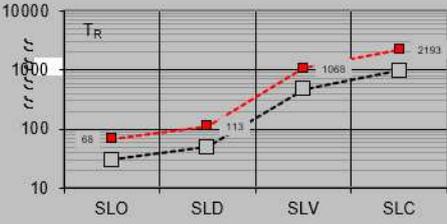
Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

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

Stati limite di esercizio - SLE	Stati limite ultimi - SLU
SLO - $P_{VR} = 81\%$ <input type="text" value="68"/>	SLV - $P_{VR} = 10\%$ <input type="text" value="1068"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$ <input type="text" value="113"/>	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 sismica:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_0	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 $\Delta T = +15^\circ C$, con una variazione termica aggiuntiva a farfalla pari a $\Delta T = +5^\circ C$ 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.

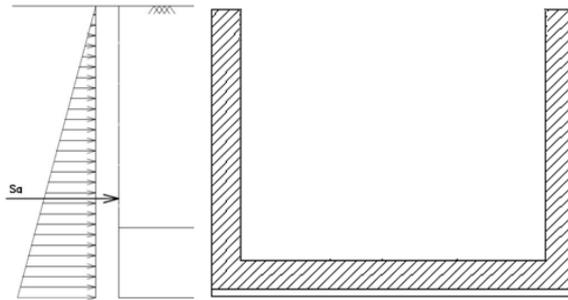


Figura 6.1: Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno

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

6.7 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.

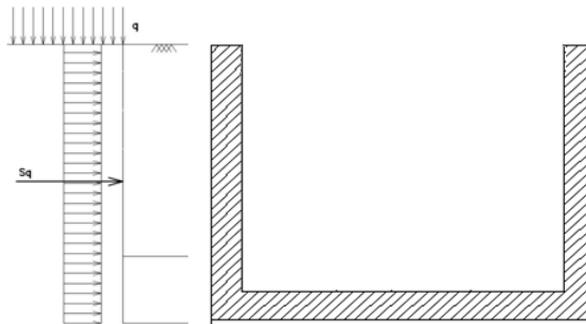


Figura 6.2: Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

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 $H/2$.

SL05 – Nuovo Sottovia al km 77+661.54
Relazione di calcolo imbocchi sottopasso
autostradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	SL0500005	A	15 di 46

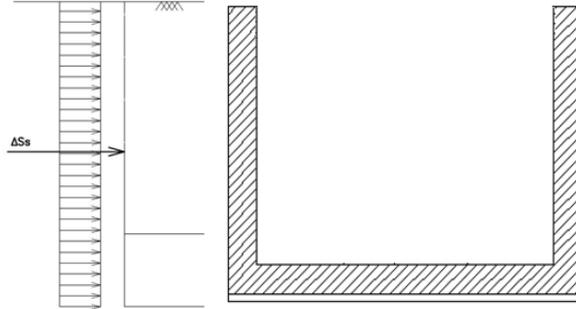


Figura 6.3: Schema per il calcolo degli effetti della sovraspinta sismica

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 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 ⁽¹⁾	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

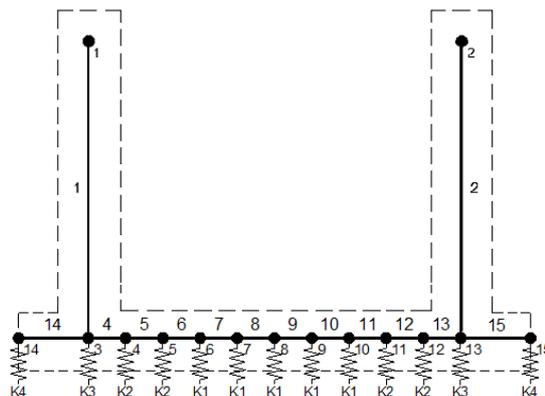
x = asse trasversale dello scatolare

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 1032 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
Ct	fattore di forma (Bowles, 1960)
Kw	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	$B = L_r + S_p + L_{int} + S_p + L_r$	17.75	m
Lato maggiore della fondazione	L		11.05	m
Fattore di forma	C_t		0.60	-
Terreno di fondazione - Costante di sottofondo	K_w	$K_w = E_t / (1 - v^2) * B * C_t$	1032	kN/m ³
Interasse molle	i	$(1.50/2 + 14.75 + 1.50/2) / 10 =$	1.63	m
Molle centrali	K1	$K1 = K_w * i$	1 677	kN/m
Molle intermedie	K2	$K2 = 1.50 * K_w * i$	2 515	kN/m
Molle laterali	K3	$K3 = 2.00 * K_w * (i/2 + S_p/2)$	3 225	kN/m
Molle risolto	K4	$K4 = 1.50 * K_w * L_r$	0	kN/m

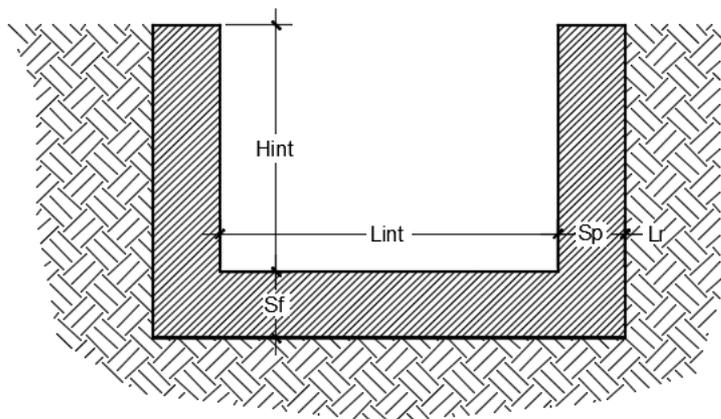
La rigidezza delle molle in corrispondenza dei piedritti è stata aumentata, seguendo le indicazioni riportate nella letteratura tecnica, al fine di tenere in conto l'irrigidimento apportato dai piedritti al solettone di fondo.

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}		33.2 N/mm ²
Calcestruzzo armato - Modulo elastico	E		33600 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 °
Condizioni ambientali per ver. a fessurazione			aggressive

Geometria			
Spessore soletta di fondazione	S_f		1.50 m
Spessore piedritti	S_p		1.50 m
Altezza netta	H_{int}		6.80 m
Larghezza netta	L_{int}		14.75 m
Lunghezza risvolti sol. inf.	L_r		0.00 m



Tab. 4: Geometria del modello

Azioni elementari applicate

Spinta del terreno				
K0		$1 - \text{sen}(35^\circ) =$	0.426	
Spinta alla quota di estradosso sol. sup.	p1	$0.426 \cdot 0.00 =$	0.00	kN/m ²
Spinta in asse sol. sup.	p2	$0.426 \cdot (0.00 + 19 \cdot 0.00/2) =$	0.00	kN/m²
Spinta in asse sol. inf.	p3	$0.426 \cdot [0.00 + 19 \cdot (0.00/2 + 6.80 + 1.50/2)] =$	61.17	kN/m²
Spinta alla quota di intradosso sol. inf.	p4	$0.426 \cdot [0.00 + 19 \cdot (0.00/2 + 6.80 + 1.50)] =$	67.25	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	$(61.17 + 67.25)/2 \cdot 1.50/2$	48.16	kN/m

Sisma orizzontale				
Stato limite		Salvaguardia della vita - SLU -	SLV	
Vita nominale	V _N		75	anni
Classe d'uso	C _U		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	
Forza orizz. sul s. di cop. dovuta a perm+0.2acc.	FH _s	$0.229 \cdot (0.00 \cdot 25 + 0.00 + 0.2 \cdot 0.00) / 1.00 =$	0.00	kN/m²
Forza orizz. sui piedritti	FH _p	$0.229 \cdot (1.50 \cdot 25) / 1.00 =$	8.59	kN/m²

Spinta del terreno in fase sismica

Coefficiente sismico orizzontale	k _h	=a _{max} /g	0.229	
Coefficiente sismico verticale	k _v	= ±0.5 · k _h	0.115	
Risultante della spinta sismica	ΔS _E	= (a _{max} /g) · γ · [(Hint+S _s +S _f +H _r) ²]	300.0	kN/m
Pressione risultante	Δp _E	= ΔS _E / [(Hint+S _s /2+S _f /2)]	39.7	kN/m²

Seguono le schermate di applicazione dei principali carichi al modello:

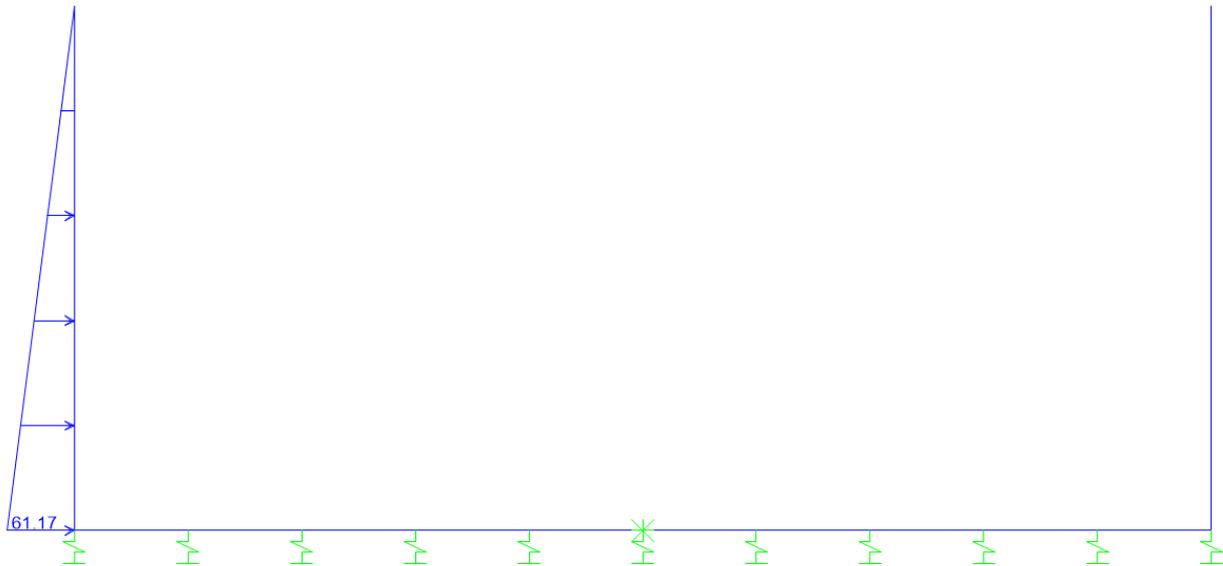


Figura 10.1: Condizione SPTSX

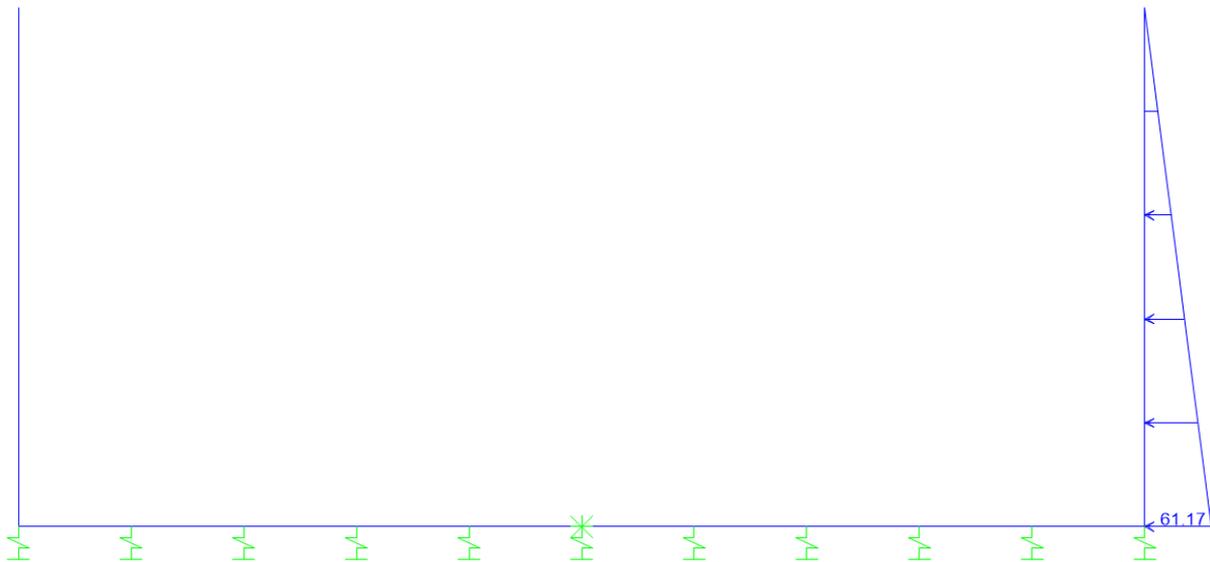


Figura 10.2: Condizione SPTDX

SL05 – Nuovo Sottovia al km 77+661.54
Relazione di calcolo imbocchi sottopasso
autostradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	SL0500005	A	27 di 46

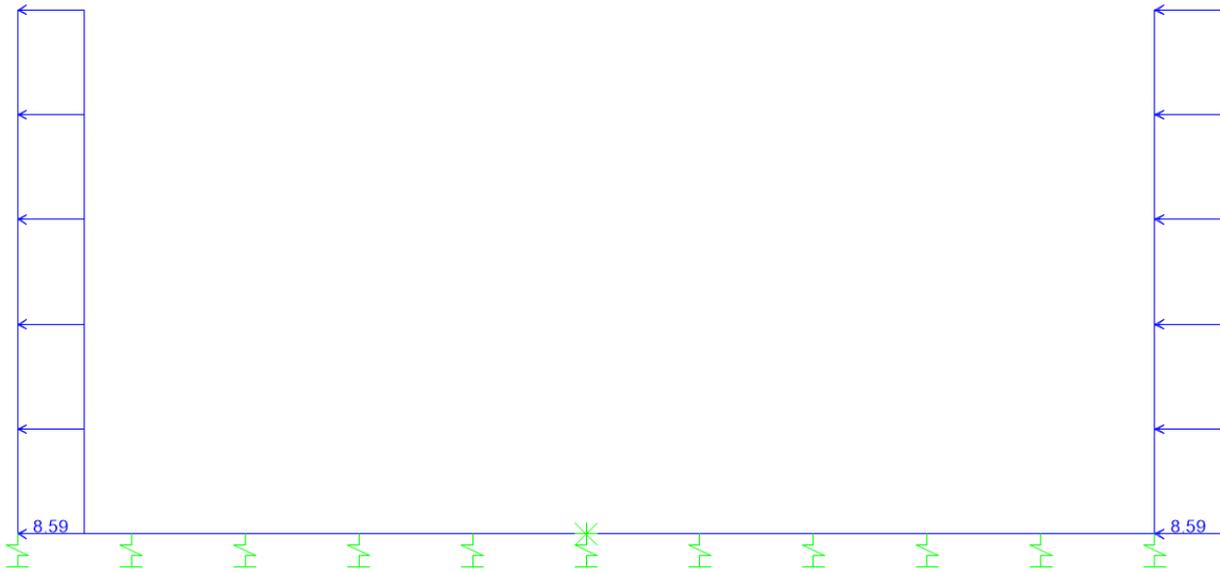


Figura 10.3: Condizione SISMAH

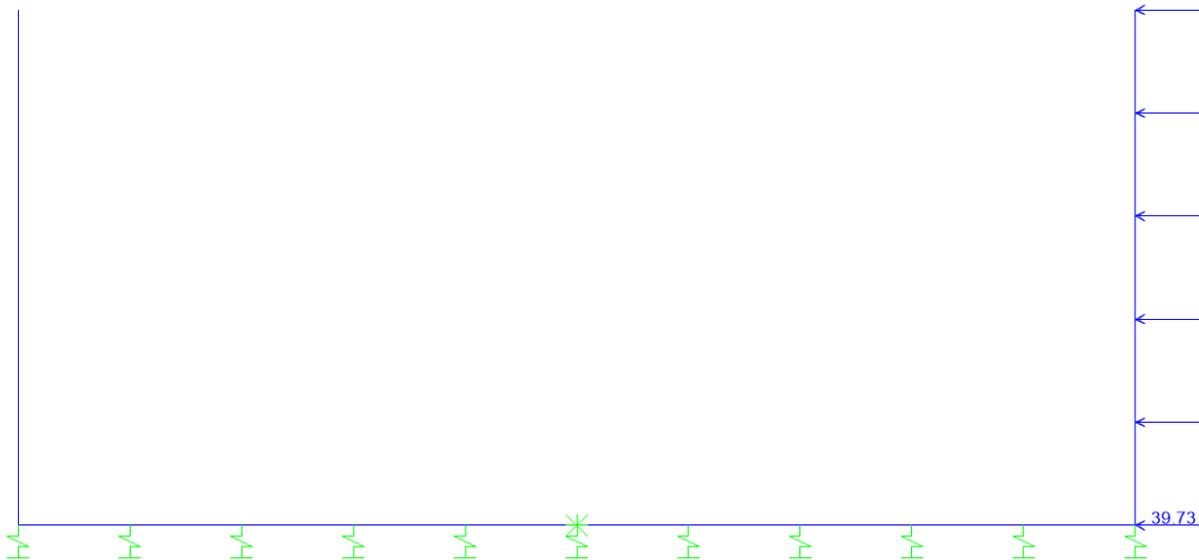


Figura 10.4: Condizione SPSDX

SL05 – Nuovo Sottovia al km 77+661.54
Relazione di calcolo imbocchi sottopasso
autostradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	SL0500005	A	28 di 46

10.3 Combinazioni

N	PERM	PERM-G2	Q1-M	Q1-T	Q2	Q3	SPTSX	SPTDX	SPACCSX	SPACCDX	TERM	RITIRO	SISMAH	SPSDX	
01	01S1-11M	1.35	1.50	1.35	0.0	1.35	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0
02	02S1-11T	1.35	1.50	0.0	1.35	1.35	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0
03	03S1-12M	1.35	1.50	1.35	0.0	1.35	0.0	1.35	1.35	1.35	1.35	0.9	0.0	0.0	0.0
04	04S1-12T	1.35	1.50	0.00	1.35	1.35	0.0	1.35	1.35	1.35	1.35	0.9	0.0	0.0	0.0
05	05S1-13M	1.35	1.50	1.35	0.0	1.35	0.0	1.00	1.35	0.0	1.35	0.9	0.0	0.0	0.0
06	06S1-13T	1.35	1.50	0.0	1.35	1.35	0.0	1.00	1.35	0.0	1.35	0.9	0.0	0.0	0.0
07	07S1-14-	1.35	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.35	1.35	1.35	1.35	0.9	0.0	0.0	0.0
08	08S1-15-	1.35	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.35	0.0	1.35	0.9	0.0	0.0	0.0
09	09S1-21M	1.35	1.50	1.35	0.0	1.35	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.9	1.2	0.0	0.0
10	10S1-21T	1.35	1.50	0.0	1.35	1.35	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.9	1.2	0.0	0.0
11	11S1-22M	1.35	1.50	1.35	0.0	1.35	0.0	1.35	1.35	1.35	1.35	-0.9	1.2	0.0	0.0
12	12S1-22T	1.35	1.50	0.0	1.35	1.35	0.0	1.35	1.35	1.35	1.35	-0.9	1.2	0.0	0.0
13	13S1-23M	1.35	1.50	1.35	0.0	1.35	0.0	1.00	1.35	0.0	1.35	-0.9	1.2	0.0	0.0
14	14S1-23T	1.35	1.50	0.0	1.35	1.35	0.0	1.00	1.35	0.0	1.35	-0.9	1.2	0.0	0.0
15	15S1-24-	1.35	1.50	0.0	0.0	0.00	0.0	1.35	1.35	1.35	1.35	-0.9	1.2	0.0	0.0
16	16S1-25-	1.35	1.50	0.0	0.0	0.00	0.0	1.00	1.35	0.0	1.35	-0.9	1.2	0.0	0.0
17	17S1T11M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0
18	18S1T11T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0
19	19S1T12M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.35	1.35	1.01	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
20	20S1T12T	1.35	1.50	0.00	1.01	0.54	0.0	1.35	1.35	1.01	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
21	21S1T13M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.00	1.35	0.0	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
22	22S1T13T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.00	1.35	0.0	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
23	23S1T14-	1.35	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.35	1.35	1.01	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
24	24S1T15-	1.35	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.35	0.0	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
25	25S1T21M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.5	1.2	0.0	0.0
26	26S1T21T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.5	1.2	0.0	0.0
27	27S1T22M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.35	1.35	1.01	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
28	28S1T22T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.35	1.35	1.01	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
29	29S1T23M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.00	1.35	0.0	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
30	30S1T23T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.00	1.35	0.0	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
31	31S1T24-	1.35	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.35	1.35	1.01	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
32	32S1T25-	1.35	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.35	0.0	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
33	33S2-11M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	1.35	1.00	1.00	0.0	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0
34	34S2-11T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	1.35	1.00	1.00	0.0	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0
35	35S2-12M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	0.9	0.0	0.0	0.0
36	36S2-12T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	0.9	0.0	0.0	0.0
37	37S2-13M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	1.35	1.00	1.35	0.0	1.01	0.9	0.0	0.0	0.0
38	38S2-13T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	1.35	1.00	1.35	0.0	1.01	0.9	0.0	0.0	0.0
39	39S2-21M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	1.35	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.9	1.2	0.0	0.0
40	40S2-21T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	1.35	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.9	1.2	0.0	0.0
41	41S2-22M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	-0.9	1.2	0.0	0.0
42	42S2-22T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	-0.9	1.2	0.0	0.0
43	43S2-23M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	1.35	1.00	1.35	0.0	1.01	-0.9	1.2	0.0	0.0
44	44S2-23T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	1.35	1.00	1.35	0.0	1.01	-0.9	1.2	0.0	0.0
45	45S2T11M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0
46	46S2T11T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0
47	47S2T12M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.35	1.35	1.01	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
48	48S2T12T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.35	1.35	1.01	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
49	49S2T13M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.00	1.35	0.0	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
50	50S2T13T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.00	1.35	0.0	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
51	51S2T21M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.5	1.2	0.0	0.0
52	52S2T21T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.5	1.2	0.0	0.0
53	53S2T22M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.35	1.35	1.01	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
54	54S2T22T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.35	1.35	1.01	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
55	55S2T23M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.00	1.35	0.0	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
56	56S2T23T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.00	1.35	0.0	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
57	57SED1-	1.00	1.00	0.20	0.00	0.20	0.0	0.70	1.00	0.0	0.2	0.5	0.0	1.0	1.0
58	58SED2-	1.00	1.00	0.20	0.00	0.20	0.0	0.70	1.00	0.0	0.2	-0.5	1.0	1.0	1.0

SL05 – Nuovo Sottovia al km 77+661.54
Relazione di calcolo imbocchi sottopasso
autostradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	SL0500005	A	29 di 46

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 sx
TERM : termica
RITIRO : ritiro
SISMAH : azione sismica
SISDX : incremento sismico della spinta del terreno

10.4 Sollecitazioni

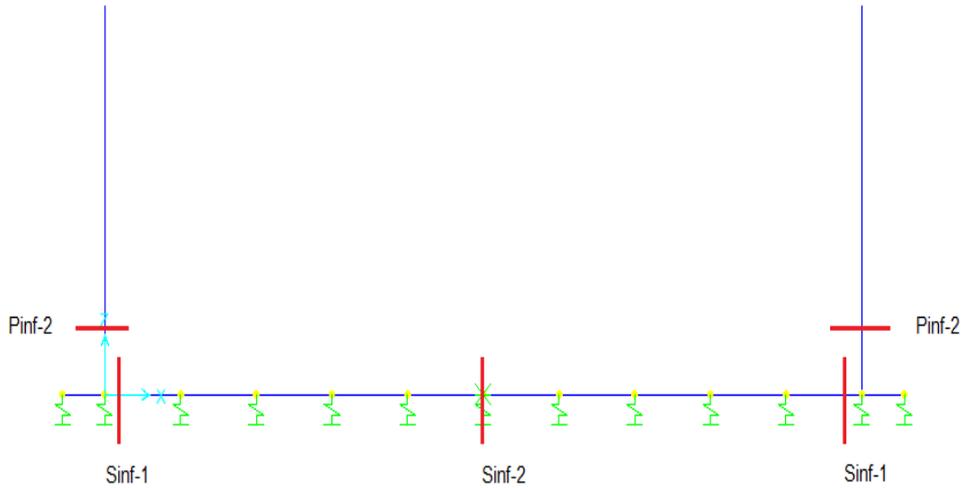


Figura 10.5: Sezioni di verifica

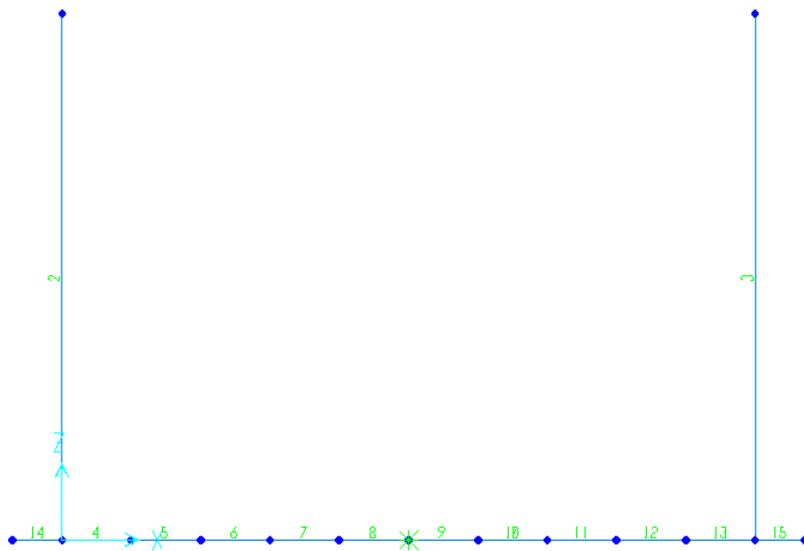


Figura 10.6: Nomenclatura frame

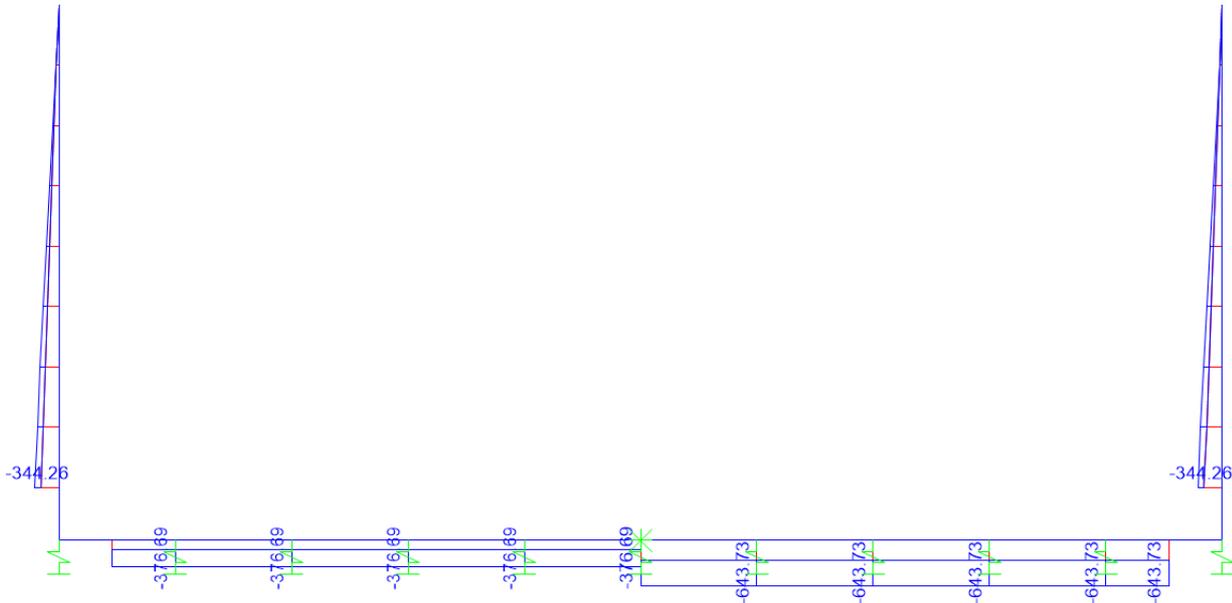


Figura 10.7: Sforzo Normale – Involuppo SLU (kN)

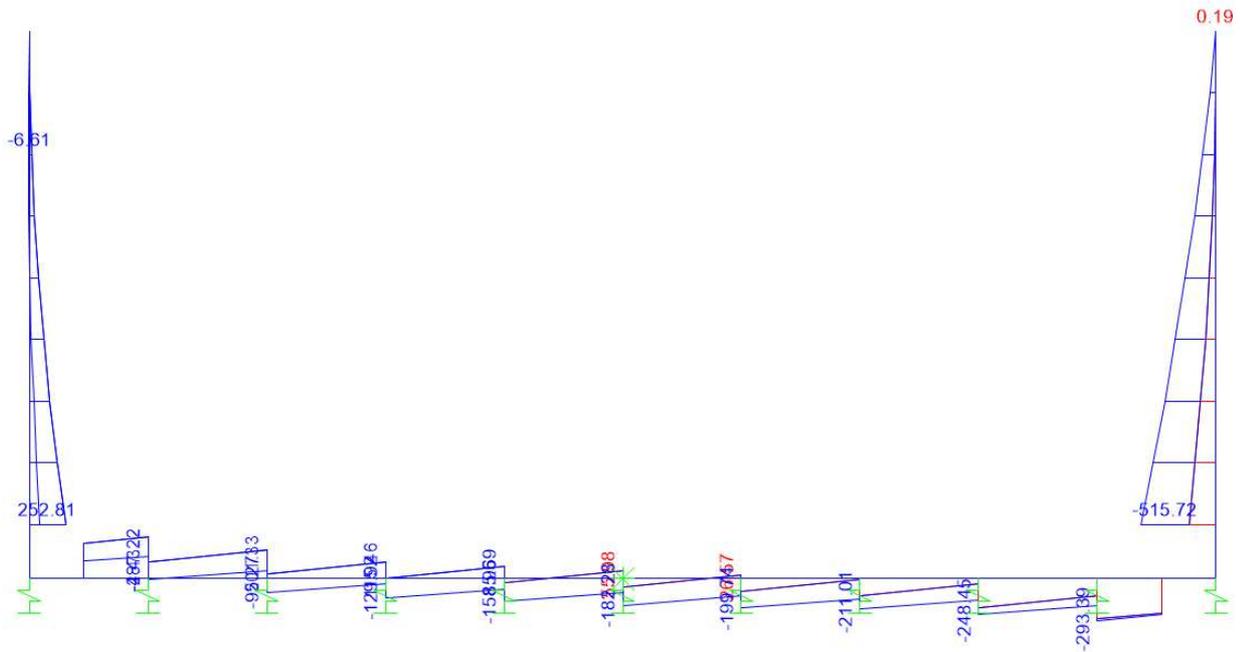


Figura 10.8: Taglio – Involuppo SLU (kN)

SL05 – Nuovo Sottovia al km 77+661.54
Relazione di calcolo imbocchi sottopasso
autostradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	SL0500005	A	32 di 46

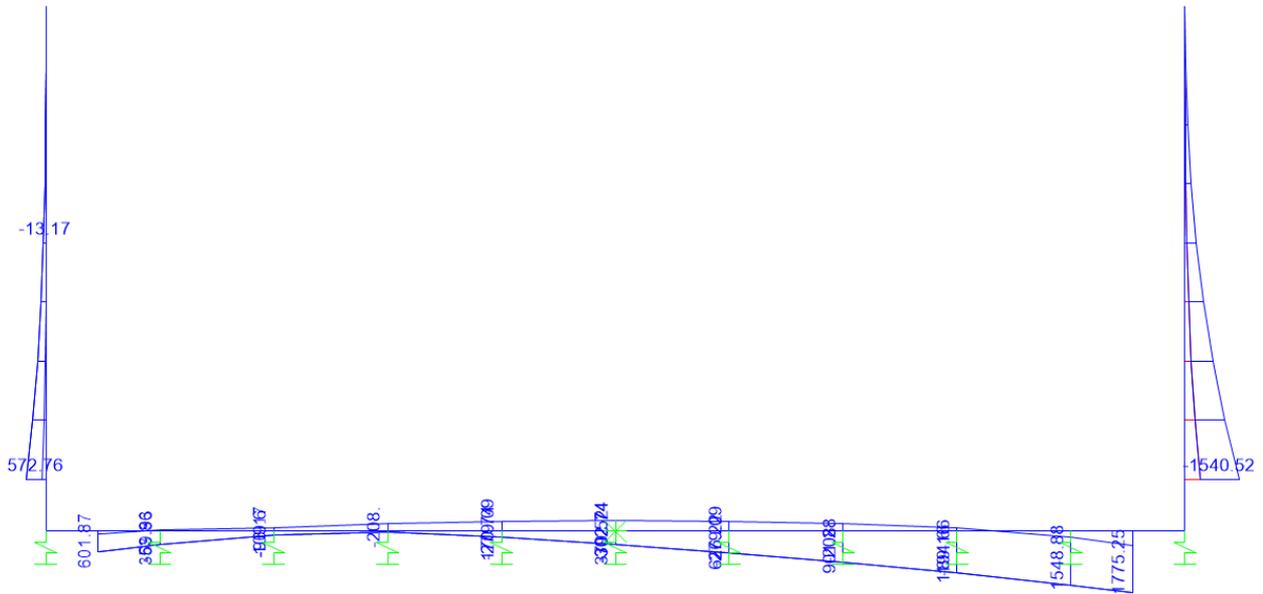


Figura 10.9: Momento flettente – Inviluppo SLU (kNm)



Figura 10.10: Sforzo normale – Inviluppo SLE Rara (kN)

SL05 – Nuovo Sottovia al km 77+661.54
Relazione di calcolo imbocchi sottopasso
autostradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	SL0500005	A	33 di 46

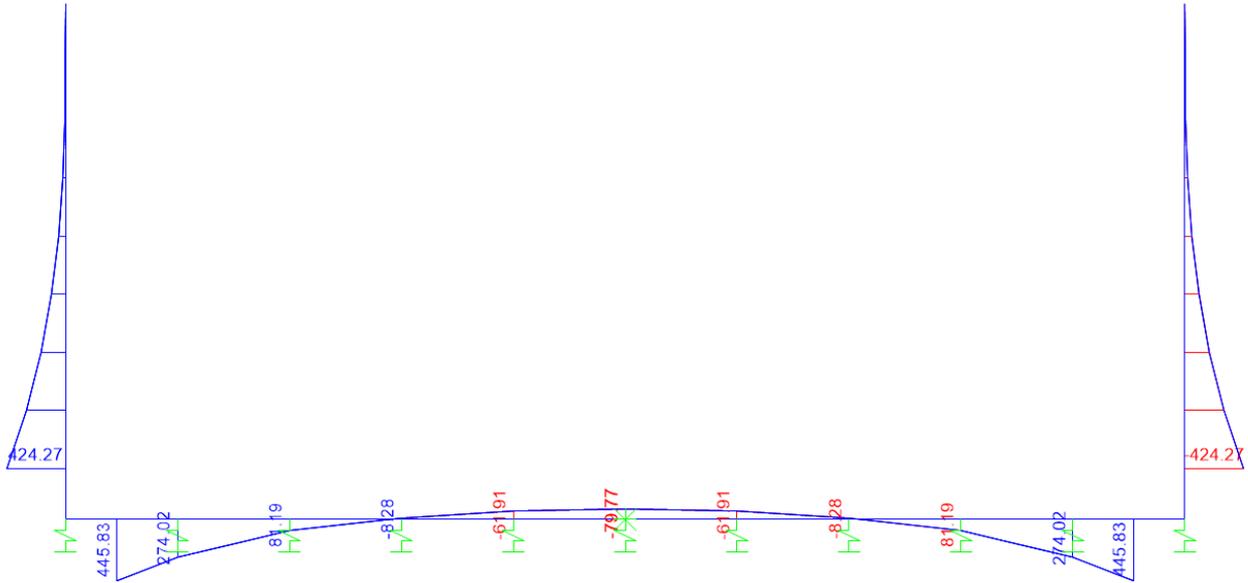


Figura 10.11: Momento flettente – Inviluppo SLE-Rara (KNm)

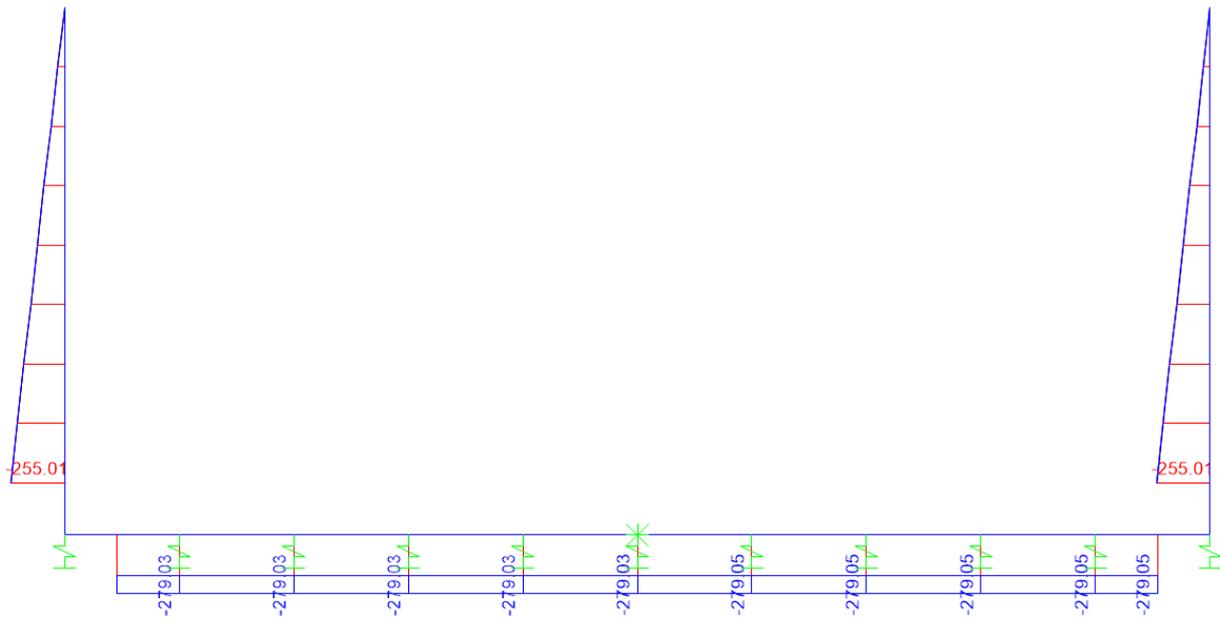


Figura 10.12 - Sforzo Normale – Inviluppo SLE – Frequente (kN)

SL05 – Nuovo Sottovia al km 77+661.54
Relazione di calcolo imbocchi sottopasso
autostradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	SL0500005	A	34 di 46

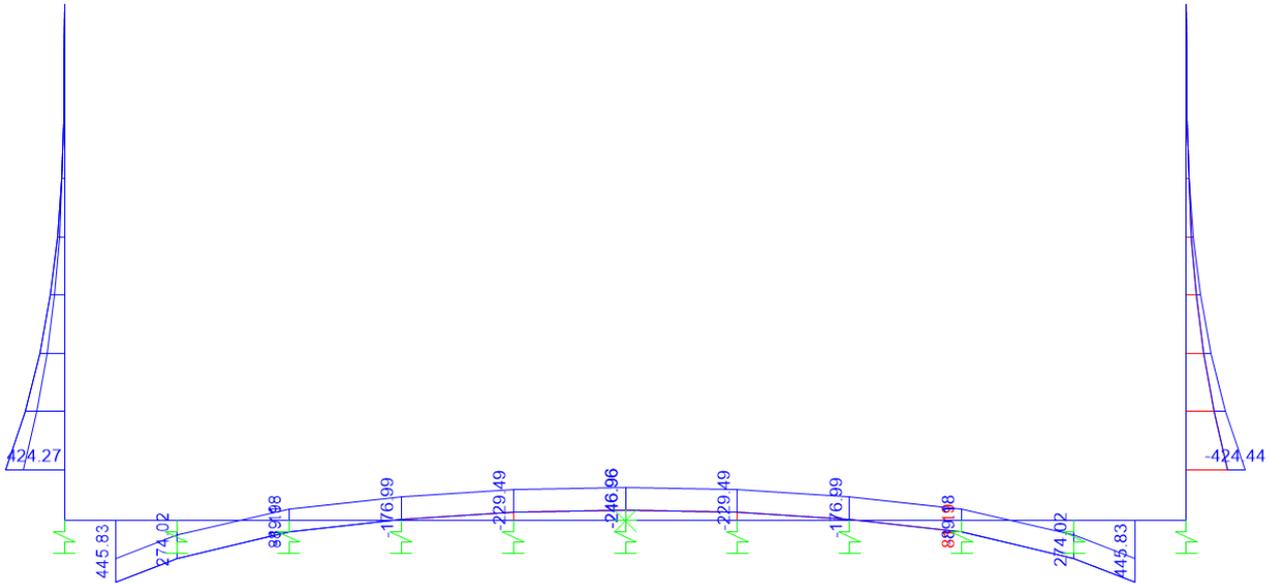


Figura 10.13 - Momento flettente – Inviluppo SLE – Frequente (kNm)

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
Soletta inferiore - Campata	5 Ø26	-	5 Ø20	-
Soletta inferiore - Appoggio	5 Ø26	5 Ø26	5 Ø20	-
Piedritto - Spiccato	5 Ø26	5 Ø26	5 Ø20	-

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	$E_s = 200000$ N/mm ²
	$\epsilon_{yd} = 0.00196$

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

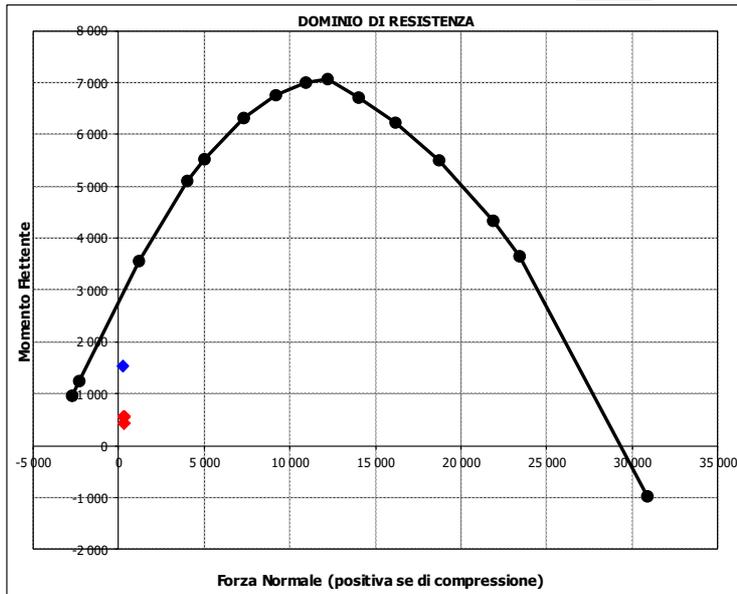
Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	h = 150 cm
Base della sezione	b = 100 cm
Copriferro	d' = 8.7 cm
Altezza utile della sezione	d = 141.3 cm

Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	26	26.55	cm ²
5	26	26.55	cm ²
		0.00	cm ²
			53.09 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_0.75	344	425
(Nmin)	1_-0.75	255	1541
(Mmax)	1_-0.75	255	1541
(Mmin)	11M_0.75	344	425

Caratteristiche di sollecitazione			
Comb.	Nsd	Msd	
01S1-11M	344	425	
02S1-11T	344	425	
03S1-12M	344	573	
04S1-12T	344	573	
05S1-13M	344	573	
06S1-13T	344	573	
07S1-14-	344	573	
08S1-15-	344	573	
09S1-21M	344	425	
10S1-21T	344	425	
11S1-22M	344	573	
12S1-22T	344	573	
13S1-23M	344	573	
14S1-23T	344	573	
15S1-24-	344	573	
16S1-25-	344	573	
17S1T11M	344	425	
18S1T11T	344	425	
19S1T12M	344	573	
20S1T12T	344	573	
21S1T13M	344	573	
22S1T13T	344	573	
23S1T14-	344	573	
24S1T15-	344	573	
25S1T21M	344	425	
26S1T21T	344	425	
27S1T22M	344	573	
28S1T22T	344	573	
29S1T23M	344	573	
30S1T23T	344	573	
31S1T24-	344	573	
32S1T25-	344	573	
33S2-11M	344	425	
34S2-11T	344	425	
35S2-12M	344	573	
36S2-12T	344	573	
37S2-13M	344	573	
38S2-13T	344	573	
39S2-21M	344	425	
40S2-21T	344	425	
41S2-22M	344	573	
42S2-22T	344	573	
43S2-23M	344	573	
44S2-23T	344	573	
45S2T11M	344	425	
46S2T11T	344	425	
47S2T12M	344	573	
48S2T12T	344	573	
49S2T13M	344	573	
50S2T13T	344	573	
51S2T21M	344	425	
52S2T21T	344	425	
53S2T22M	344	573	
54S2T22T	344	573	
55S2T23M	344	573	
56S2T23T	344	573	
57SED1-	255	1 541	
58SED2-	255	1 541	



- 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	516
N_{Ed}	kN	0

Piedritto dx

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		5
\varnothing_1	mm	26
n_2		
\varnothing_2	mm	
A_{sl}	cm ²	26.55

Sezione

b_w	cm	100
H	cm	150
c	cm	8.7
d	cm	141.3
k	N/mm ²	1.38
v_{min}	N/mm ²	0.33
ρ		0.0019
σ_{cp}	N/mm ²	0.00
α_c		1.00

Resistenza senza armatura a taglio

V_{Rd}	kN	460
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	2443
V_{RCd}	kN	4125
V_{Rd}	kN	2443
V_{Rd}	kN	VERIFICATO

SL05 – Nuovo Sottovia al km 77+661.54
Relazione di calcolo imbocchi sottopasso
autostradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	SL0500005	A	38 di 46

- Verifica a fessurazione spiccato (Pied-Spicc)

Sollecitazioni

Momento flettente - Combinazione rara	M_R	424.27	kNm
Sforzo normale - Combinazione rara	N_R	255.01	kN
Momento flettente - Combinazione frequente	M_F	424.44	kNm
Sforzo normale - Combinazione frequente	N_F	255.01	kN

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	33.20	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33642.78	N/mm ²
Tensione ammissibile di compressione calcestruzzo	σ_{camm}	19.92	N/mm ²
Resistenza media a trazione calcestruzzo	f_{ctm}	3.46	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione calcestruzzo	f_{ctk}	2.42	N/mm ²
Tensione ammissibile di trazione calcestruzzo	σ_{tamm}	2.89	N/mm ²
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450.00	N/mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E_s	200000.00	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	360.00	N/mm ²
Coefficiente omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo	n	15.00	-

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	150.00	cm	
Larghezza sezione	B	100.00	cm	
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	15.71	cm ²	5 Ø 20 $C_{S1} = \mathbf{8.7}$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0 $C_{S2} = \mathbf{9.7}$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	26.55	cm ²	5 Ø 26 $C_{I1} = \mathbf{8.7}$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	26.55	cm ²	5 Ø 26 $C_{I2} = \mathbf{11.3}$ cm

Proprietà sezione in combinazione rara

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	166.38	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	91.38	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	52.61	cm	
Area ideale (sezione interamente reagente)	A_{id}	15963.21	cm ²	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	32526819.50	cm ⁴	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	11390869.99	cm ⁴	

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	1.70	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	42.88	N/mm ²	< σ_{samm}

Proprietà sezione in combinazione frequente

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	166.44	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	91.44	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	52.60	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	15963.21	cm ²	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	32526819.50	cm ⁴	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	11389839.56	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (σ_{tamm})	M_{fess}	1320.58	kNm	La sezione non 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 N/mm ²
f_{ck}	33.2 N/mm ²
γ_c	1.5
f_{ctd}	22.1 N/mm ²
f_{ctc}	18.8 N/mm ²

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

Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 150$ cm
Base della sezione	$b = 100$ cm
Copriferro	$d' = 8.7$ cm
Altezza utile della sezione	$d = 141.3$ cm

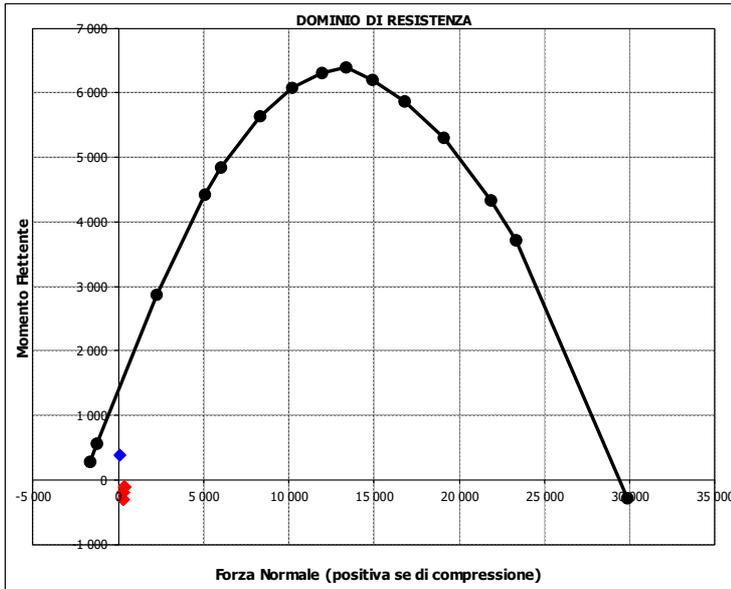
Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	26	26.55	cm ²
		0.00	cm ²
		0.00	cm ²
			26.55 cm ²

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

Caratteristiche di sollecitazione			
Comb.	Nsd	Msd	
(Nmax)	12M_1.62	377	-108
(Nmin)	1_1.625	130	380
(Mmax)	1_1.625	130	380
(Mmin)	11M_1.62	279	-303

Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	279	-303
02S1-11T	279	-303
03S1-12M	377	-108
04S1-12T	377	-108
05S1-13M	279	-205
06S1-13T	279	-205
07S1-14-	377	-108
08S1-15-	279	-205
09S1-21M	279	-303
10S1-21T	279	-303
11S1-22M	377	-108
12S1-22T	377	-108
13S1-23M	279	-205
14S1-23T	279	-205
15S1-24-	377	-108
16S1-25-	279	-205
17S1T11M	279	-303
18S1T11T	279	-303
19S1T12M	377	-108
20S1T12T	377	-108
21S1T13M	279	-205
22S1T13T	279	-205
23S1T14-	377	-108
24S1T15-	279	-205
25S1T21M	279	-303
26S1T21T	279	-303
27S1T22M	377	-108
28S1T22T	377	-108
29S1T23M	279	-205
30S1T23T	279	-205
31S1T24-	377	-108
32S1T25-	279	-205
33S2-11M	279	-303
34S2-11T	279	-303
35S2-12M	377	-108
36S2-12T	377	-108
37S2-13M	279	-205
38S2-13T	279	-205
39S2-21M	279	-303
40S2-21T	279	-303
41S2-22M	377	-108
42S2-22T	377	-108
43S2-23M	279	-205
44S2-23T	279	-205
45S2T11M	279	-303
46S2T11T	279	-303
47S2T12M	377	-108
48S2T12T	377	-108
49S2T13M	279	-205
50S2T13T	279	-205
51S2T21M	279	-303
52S2T21T	279	-303
53S2T22M	377	-108
54S2T22T	377	-108
55S2T23M	279	-205
56S2T23T	279	-205
57SED1-	130	380
58SED2-	130	380



SL05 – Nuovo Sottovia al km 77+661.54
Relazione di calcolo imbocchi sottopasso
autostradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	SL0500005	A	40 di 46

• 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
	$\epsilon_{vd} = 0.00191$

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	= 150 cm
Base della sezione b	= 100 cm
Copriferro d'	= 8.7 cm
Altezza utile della sezione d	= 141.3 cm

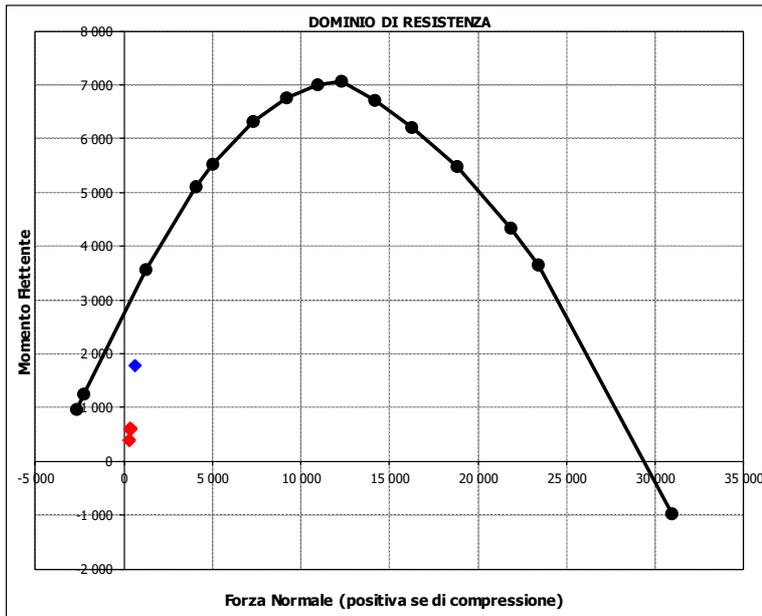
Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	26	26.55	cm ²
5	26	26.55	cm ²
		0.00	cm ²
		53.09	cm²

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)	1_-0.875	644	1775
(Nmin)	11M_0.87	279	400
(Mmax)	1_-0.875	644	1775
(Mmin)	11M_0.87	279	400

Caratteristiche di sollecitazione

	Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	279	400	
02S1-11T	279	400	
03S1-12M	377	602	
04S1-12T	377	602	
05S1-13M	377	597	
06S1-13T	377	597	
07S1-14-	377	602	
08S1-15-	377	597	
09S1-21M	279	400	
10S1-21T	279	400	
11S1-22M	377	602	
12S1-22T	377	602	
13S1-23M	377	597	
14S1-23T	377	597	
15S1-24-	377	602	
16S1-25-	377	597	
17S1T11M	279	400	
18S1T11T	279	400	
19S1T12M	377	602	
20S1T12T	377	602	
21S1T13M	377	597	
22S1T13T	377	597	
23S1T14-	377	602	
24S1T15-	377	597	
25S1T21M	279	400	
26S1T21T	279	400	
27S1T22M	377	602	
28S1T22T	377	602	
29S1T23M	377	597	
30S1T23T	377	597	
31S1T24-	377	602	
32S1T25-	377	597	
33S2-11M	279	400	
34S2-11T	279	400	
35S2-12M	377	602	
36S2-12T	377	602	
37S2-13M	377	597	
38S2-13T	377	597	
39S2-21M	279	400	
40S2-21T	279	400	
41S2-22M	377	602	
42S2-22T	377	602	
43S2-23M	377	597	
44S2-23T	377	597	
45S2T11M	279	400	
46S2T11T	279	400	
47S2T12M	377	602	
48S2T12T	377	602	
49S2T13M	377	597	
50S2T13T	377	597	
51S2T21M	279	400	
52S2T21T	279	400	
53S2T22M	377	602	
54S2T22T	377	602	
55S2T23M	377	597	
56S2T23T	377	597	
57SED1-	644	1775	
58SED2-	644	1775	



- 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	293
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		5
\varnothing_1	mm	26
n_2		
\varnothing_2	mm	
A_{sl}	cm ²	26.55

Sezione

b_w	cm	100
H	cm	150
c	cm	8.7
d	cm	141.3
k	N/mm ²	1.38
v_{min}	N/mm ²	0.33
ρ		0.0019
σ_{cp}	N/mm ²	0.00
α_c		1.00

Resistenza senza armatura a taglio

V_{Rd}	kN	460
V_{Rd}	kN	VERIFICATO

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	2443
V_{RCd}	kN	4125
V_{Rd}	kN	2443
V_{Rd}	kN	VERIFICATO

SL05 – Nuovo Sottovia al km 77+661.54
Relazione di calcolo imbocchi sottopasso
autostradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 26 CL	SL0500005	A	42 di 46

- Verifica a fessurazione campata (Solinf-Camp)

Sollecitazioni

Momento flettente - Combinazione rara	M_R	61.91	kNm
Sforzo normale - Combinazione rara	N_R	279.03	kN
Momento flettente - Combinazione frequente	M_F	61.91	kNm
Sforzo normale - Combinazione frequente	N_F	195.36	kN

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	33.20	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33642.78	N/mm ²
Tensione ammissibile di compressione calcestruzzo	σ_{camm}	19.92	N/mm ²
Resistenza media a trazione calcestruzzo	f_{ctm}	3.46	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione calcestruzzo	f_{ctk}	2.42	N/mm ²
Tensione ammissibile di trazione calcestruzzo	σ_{tamm}	2.89	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	150.00	cm		
Larghezza sezione	B	100.00	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	15.71	cm ²	5 Ø 20	$C_{s1} = \mathbf{8.7}$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0	$C_{s2} = \mathbf{9.7}$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	26.55	cm ²	5 Ø 26	$C_{t1} = \mathbf{8.7}$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	0 Ø 0	$C_{t2} = \mathbf{10.0}$ cm

Proprietà sezione in combinazione rara

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	22.19	cm	> H/6	Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	-52.81	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	160.54	cm		
Area ideale (sezione interamente reagente)	A_{id}	15591.56	cm ²		
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	30911060.05	cm ⁴		
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	143490537.55	cm ⁴		

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	0.33	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	-	N/mm ²	< σ_{samm}

Proprietà sezione in combinazione frequente

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	31.69	cm	> H/6	Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	-43.31	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	134.26	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	15591.56	cm ²		
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	30911060.05	cm ⁴		
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	84397204.83	cm ⁴		

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (σ_{tamm})	M_{fess}	1240.78	kNm	La sezione non è fessurata
---	------------	---------	-----	----------------------------

- Verifica a fessurazione appoggio (Solinf-App)

Sollecitazioni

Momento flettente - Combinazione rara	M_R	445.83	kNm
Sforzo normale - Combinazione rara	N_R	279.03	kN
Momento flettente - Combinazione frequente	M_F	445.83	kNm
Sforzo normale - Combinazione frequente	N_F	279.03	kN

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	33.20	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33642.78	N/mm ²
Tensione ammissibile di compressione calcestruzzo	σ_{camm}	19.92	N/mm ²
Resistenza media a trazione calcestruzzo	f_{ctm}	3.46	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione calcestruzzo	f_{ctk}	2.42	N/mm ²
Tensione ammissibile di trazione calcestruzzo	σ_{tamm}	2.89	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	150.00	cm	
Larghezza sezione	B	100.00	cm	
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	15.71	cm ²	5 Ø 20 $c_{s1} = \mathbf{8.7}$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0 $c_{s2} = \mathbf{9.7}$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	26.55	cm ²	5 Ø 26 $c_{i1} = \mathbf{8.7}$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	26.55	cm ²	5 Ø 26 $c_{i2} = \mathbf{11.3}$ cm

Proprietà sezione in combinazione rara

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	159.78	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	84.78	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	53.27	cm	
Area ideale (sezione interamente reagente)	A_{id}	15963.21	cm ²	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	32526819.50	cm ⁴	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	11498152.65	cm ⁴	

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	1.78	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	44.24	N/mm ²	< σ_{samm}

Proprietà sezione in combinazione frequente

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	159.78	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	84.78	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	53.27	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	15963.21	cm ²	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	32526819.50	cm ⁴	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	11498152.65	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (σ_{tamm})	M_{fess}	1327.11	kNm	La sezione non è fessurata
---	------------	---------	-----	----------------------------

11. INCIDENZA MURO U

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

Piedritti	60 kg/mc
Soletta inferiore	60 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.

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA					
SL05 – Nuovo Sottovia al km 77+661.54 Relazione di calcolo imbocchi sottopasso autostradale	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL0500005	REV. A	FOGLIO 45 di 46

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.