

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE

2^A FASE - PRG CON MODULO 750 m DI UN BINARIO; ACC CON IMPLEMENTAZIONE IN APPARATO DI SEGNALAMENTO ALTO DA TRENO

SOTTOVIA

SL02 - Via Leopardi

Muri a U - Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

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

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	C. Soave	Febbraio 2022	M. Andreani	Febbraio 2022	G. Fadda	Febbraio 2022	A. Perego Febbraio 2022



File: IV0H02D26CLSL0200002A.doc

n. Elab.: 79

Sommario

1	Scopo del Documento	4
2	Normativa di Riferimento	5
2.1	Elaborati di riferimento	5
3	Caratteristiche dei Materiali.....	6
3.1	Calcestruzzo Strutture	6
3.2	Calcestruzzo Magrone.....	7
3.3	Acciaio da c.a.	7
4	Descrizione dell'opera.....	8
5	Caratterizzazione Geotecnica.....	11
6	Modellazione della Struttura	12
7	Analisi dei Carichi.....	15
7.1	Peso Proprio degli Elementi Strutturali	15
7.2	Carichi Permanenti Non Strutturali	15
7.3	Pressione del terreno a tergo del muro (SPTSX, SPTDX).....	16
7.4	Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (SPACCSX, SPACCDX).....	18
7.5	Spinta idrostatica (IDROS).....	18
7.6	Azioni verticali da traffico.....	18
7.7	Azione Sismica.....	19
7.7.1	Forze sismiche agenti sulla struttura	23
7.7.2	Spinta sismica del terreno (SPSDX, SPSSX).....	24
8	Combinazioni di Carico	25
9	Sollecitazioni.....	28
9.1	Combinazione SLU	28
9.2	Combinazione SLV	29
9.3	Combinazione SLE Rara	30
9.4	Combinazione SLE Quasi Permanente.....	31
10	Verifiche strutturali	32
10.1	Metodi di verifica	32
10.2	Verifica soletta superiore.....	33
10.2.1	Verifica SLU a Flessione.....	33
10.2.2	Verifica SLU a Taglio.....	34
10.2.3	Verifica SLE - Tensione	35
10.2.4	Verifica SLE - Fessurazione	37

**PROGETTO DEFINITIVO****SOTTOVIA****SL02 – VIA LEOPARDI****MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	SL.0200 002	A	3 DI 52

10.3	Verifica piedritti	39
10.3.1	Verifica SLU a Flessione.....	39
10.3.2	Verifica SLU a Taglio.....	40
10.3.3	Verifica SLE - Tensione	41
10.3.4	Verifica SLE - Fessurazione	43
10.4	Verifica soletta inferiore.....	44
10.4.1	Verifica SLU a Flessione.....	44
10.4.2	Verifica SLU a Taglio.....	45
10.4.3	Verifica SLE - Tensione	46
10.4.4	Verifica SLE - Fessurazione	48
11	Verifiche geotecniche.....	49
12	Riepilogo armature ed incidenze.....	51
12.1	Riepilogo armature	51
12.2	Riassunto incidenze	51
13	Conclusioni	52

	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A	FOGLIO 4 DI 52

1 SCOPO DEL DOCUMENTO

Il presente documento si colloca all'interno delle opere di Progettazione Definitiva relative agli interventi previsti per l'adeguamento ed il potenziamento dell'impianto in zona industriale di Vado Ligure.

La presente relazione di calcolo ha come oggetto il dimensionamento e le verifiche strutturali dei muri ad U del sottopasso ciclopedonale SL02 di Via Leopardi relativo alla Seconda Fase del progetto di adeguamento e potenziamento dell'impianto di Vado Ligure.

Nel seguito, dopo una breve descrizione dell'opera, si analizzano le azioni gravanti sulla struttura e si determinano le massime sollecitazioni per le verifiche dei singoli elementi.

Le analisi sono state svolte in accordo al Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni", nel seguito indicato con NTC 2018. Le verifiche strutturali sono state svolte con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite.

	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A	FOGLIO 5 DI 52

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore e nel seguito elencate:

- D.M. Min. delle Infrastrutture e dei Trasporti del 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 decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- UNI EN 206:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI EN 11104:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione. prestazione. produzione e conformità - Specificazioni complementari per l’applicazione della EN 206;
- UNI EN 1992-1-1:2015 “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici”;
- UNI EN 1998-5:2005 “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- RFI DTC SI MA IFS 001 E – Manuale di progettazione delle opere Civili;
- RFI DTC SI SP IFS 001 E – Capitolato Generale di Appalto delle Opere Civili.

2.1 **Elaborati di riferimento**

- IV0H02D26BASL0200001A – Scatolare: Pianta e sezione longitudinale
- IV0H02D26BASL0200002A – Scatolare: Sezioni e prospetti

	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
	MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali da costruzione utilizzati per la realizzazione dell'opera.

3.1 Calcestruzzo Strutture

Per la realizzazione dei cassettoni si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C32/40 ($R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$), che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza Caratteristica a Compressione (Cilindrica) $\rightarrow f_{ck} = 0,83 \times R_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
- Classe di Esposizione $\rightarrow \text{XS1 (condizione ambiental aggressiva)}$
- Resistenza Media a Compressione $\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40 \text{ N/mm}^2$
- Modulo Elastico $\rightarrow E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0,3} = 33.345 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di Sicurezza $\rightarrow \gamma_c = 1,5$
- Resistenza di Calcolo a Compressione $\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18,13 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione Media $\rightarrow f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 3,02 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione $\rightarrow f_{ctk} = 0,7 \times f_{ctm} = 2,12 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione di Calcolo $\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,41 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Compressione (Comb. Rara) $\rightarrow \sigma_c = 0,55 \times f_{ck} = 17,6 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Compressione (Comb. Quasi Permanente) $\rightarrow \sigma_c = 0,40 \times f_{ck} = 12,8 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza $\rightarrow f_{bk} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk} = 4,76 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo $\rightarrow f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 3,18 \text{ N/mm}^2$
- Deformazione Ultima a Rottura $\rightarrow \epsilon_{cu} = 0,0035$

Per gli elementi strutturali si assume un copriferro di 40 mm (valutato al netto della staffa).

Per quanto riguarda la scelta degli stati limiti di fessurazione, si fa riferimento a quanto riportato al paragrafo 2.5.1.8.3.2.4 del MdP, il quale impone che per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili, come nel caso in esame, il limite da adottare per la verifica sia $\delta_f \leq w_3 = 0,2 \text{ mm}$ in Combinazione Rara.



PROGETTO DEFINITIVO

SOTTOVIA

SL02 – VIA LEOPARDI

MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	SL.0200 002	A	7 DI 52

3.2 Calcestruzzo Magrone

Per la realizzazione dei cassettoni si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C12/15 ($R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$), che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza Caratteristica a Compressione (Cilindrica) $\rightarrow f_{ck} = 0,83 \times R_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$
- Classe di Esposizione $\rightarrow X0$ (condizione ambientale ordinaria)
- Resistenza Media a Compressione $\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 = 20 \text{ N/mm}^2$
- Modulo Elastico $\rightarrow E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0,3} = 27.085 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di Sicurezza $\rightarrow \gamma_c = 1,5$
- Resistenza di Calcolo a Compressione $\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 6,80 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione Media $\rightarrow f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 1,57 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione $\rightarrow f_{ctk} = 0,7 \times f_{ctm} = 1,10 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione di Calcolo $\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 0,73 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Compressione (Comb. Rara) $\rightarrow \sigma_c = 0,55 \times f_{ck} = 6,60 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Compressione (Comb. Quasi Permanente) $\rightarrow \sigma_c = 0,40 \times f_{ck} = 4,80 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza $\rightarrow f_{bk} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk} = 2,48 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo $\rightarrow f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 1,65 \text{ N/mm}^2$
- Deformazione Ultima a Rottura $\rightarrow \epsilon_{cu} = 0,0035$

3.3 Acciaio da c.a.

Barre B450C

- Tensione di snervamento caratteristica $\rightarrow f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica a rottura $\rightarrow f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
- Fattore di sicurezza acciaio $\rightarrow \gamma_s = 1,15$
- Resistenza a trazione di calcolo $\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione (Comb. Rara) $\rightarrow \sigma_s = 0,75 \times f_{yk} = 337,5 \text{ N/mm}^2$
- Modulo Elastico $\rightarrow E_a = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Deformazione di Snervamento di Progetto $\rightarrow \epsilon_{yd} = 0,0019$
- Densità $\rightarrow \rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$

	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
	MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A

4 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nell'ambito degli interventi di adeguamento e di potenziamento dell'impianto in zona industriale di Vado Ligure è prevista la realizzazione di un nuovo sottopasso ciclopedonale.

L'opera consiste in uno scatolare in c.a. gettato in opera caratterizzato da una sezione trasversale retta con una luce interna L_{int} di 3,00 m ed un'altezza netta H_{int} di 3,00 m; lo spessore della platea di fondazione S_f è di 0,60 m, come lo spessore della soletta di copertura S_s e dei piedritti S_p .

A monte e a valle dell'opera, come raffigurato nella pianta del sottopasso stesso, vengono realizzati dei muri ad U di altezza variabile da un minimo di 1,00 m ad un massimo di 2,84 m dal P.C. In corrispondenza della rampa lato SS.1, di sviluppo 3,50 m, è presente inoltre una griglia di raccolta delle acque meteoriche ed un impianto di sollevamento con scarico in affossatura esistente. L'impianto di sollevamento si presenta ad una quota inferiore rispetto al piano di fondazione del sottopasso.

A favore di sicurezza si ritiene opportuno eseguire l'analisi per il muro ad U lato SS.1, in quanto più cautelativo, estendendo poi i risultati anche al muro lato opposto.

Segue una tabella riepilogativa delle caratteristiche geometriche dell'opera di progetto dove l'altezza è stata considerata pari ai 2/3 tra la massima e la minima.

Caratteristiche geometriche strutturali

L_{tot}	3,8 m	Larghezza totale del sottopasso
L_{int}	3 m	Larghezza utile del sottopasso
S_p	0,4 m	Spessore piedritti
S_s	0,3 m	Spessore soletta superiore impianto sollevamento
S_f	0,5 m	Spessore platea di fondazione
H_{itn}	3 m	Altezza libera muro superiore
H_{itn}	1,2 m	Altezza libera impianto sollevamento
H_{tot}	5 m	Altezza totale muro
b	1 m	Larghezza striscia di carico

Di seguito si riportano alcune rappresentazioni dell'opera in esame:

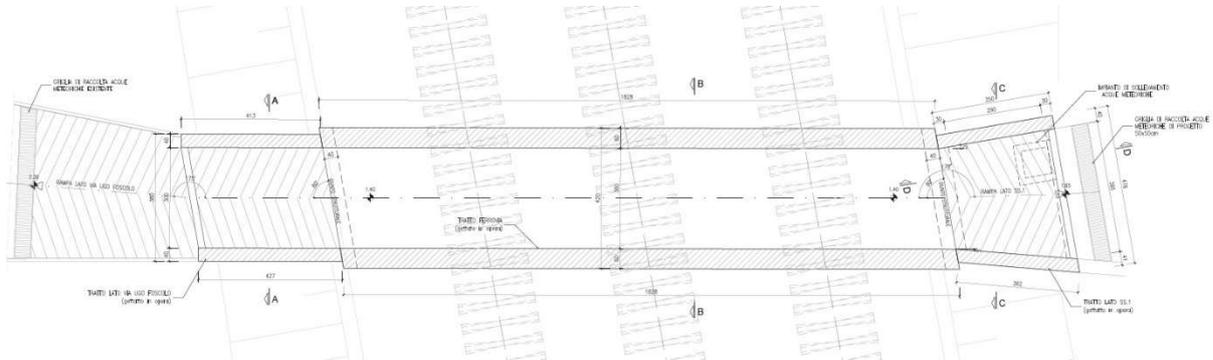


Figura 4.1 - Pianta sottopasso ciclopedonale e muri a U

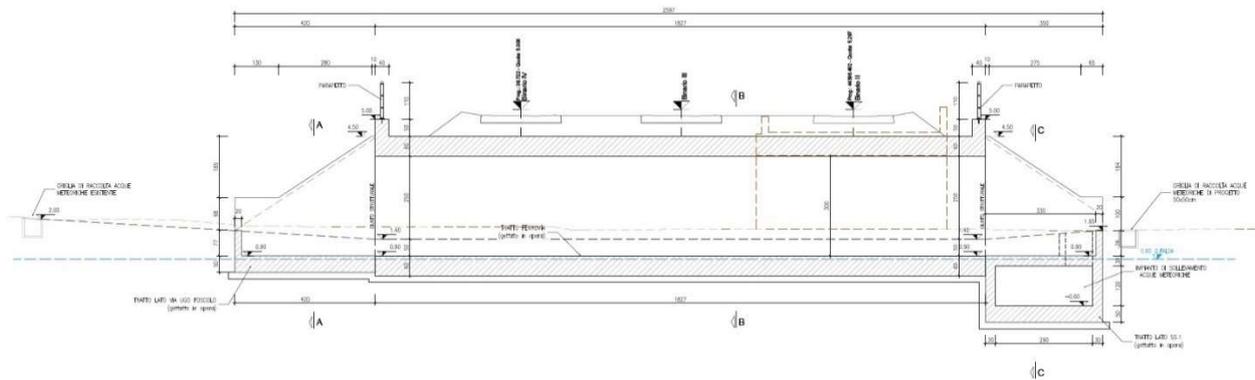


Figura 4.2 - Sezione longitudinale sottopasso ciclopedonale e muri a U

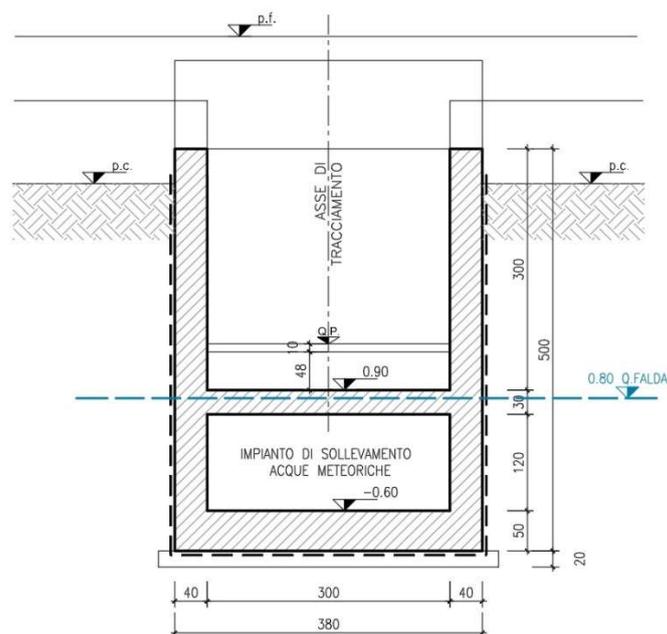


Figura 4.3 - Sezione trasversale muri a U

PROSPETTO OVEST
1:50

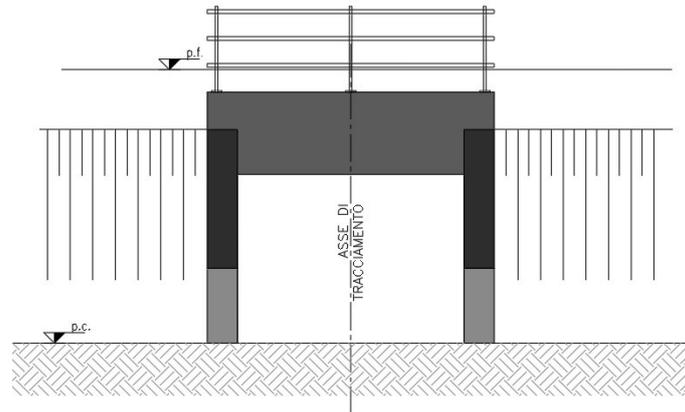


Figura 4.4 - Prospetto Ovest opera di sottopasso

PROSPETTO EST
1:50

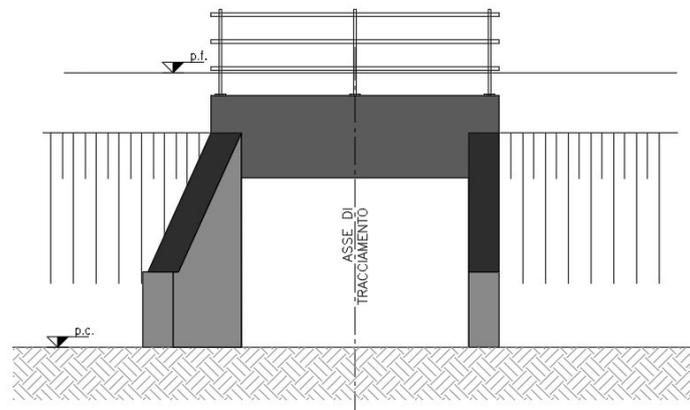


Figura 4.5 - Prospetto Est opera di sottopasso

	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
	MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

In accordo con le analisi geotecniche effettuate nell'area oggetto di intervento si riportano i parametri geotecnici di progetto dei terreni interessati:

Modello geotecnico: indagine di rif. S1, MASW2												
Unità	Descrizione	z iniziale (m da p.c.)	z finale (m da p.c.)	spessore (m)	Peso di volume (kN/m ³)	Densità relativa (%)	Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	c' (kPa)	Cu (kPa)	Modulo elastico Eop (MPa)	Modulo non drenato Eu (MPa)	K media (m/s)
R	Riporto antropico	0	3	3	18	-	-	-	-	-	-	-
UG-a	Sabbia con ghiaia poco addensata	3	9	6	18	20-30	27-29	-	-	5-15	-	2.29E-04
UG-b	Sabbia con ghiaia, talvolta limosa da sciolta a poco addensata	9	22.5	13.5	19	30-40	28-30	-	-	10-20	-	-
UG-c	Alternanza di ghiaia con sabbia limosa e limo con sabbia addensata	22.5	30	7.5	18	40-50	32	-	-	20-40	-	-

Il valore di falda è stato rilevato a -1.3m dal p.c.

Figura 5.1 - Modello geotecnico ai fini dell'analisi di progetto

La fondazione dell'opera si trova poggiante in uno strato di sabbia con ghiaia poco addensata, caratterizzato dalle proprietà presenti nella tabella soprariportate.

Lateralmente, invece, risulta confinata da un terreno di ricoprimento le cui caratteristiche geotecniche sono di seguito riportate:

- Peso di volume naturale $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
- Angolo di resistenza al taglio $\phi' = 35^\circ$;
- Coesione drenata $c' = 0 \text{ kPa}$

Dalle indagini geotecniche, inoltre, come si evidenzia all'interno della relazione geotecnica di riferimento e dalle immagini relative alle sezioni longitudinali e trasversali precedentemente riportate, è stata desunta una quota di falda a -1,3 m dal P.C.

Ai fini della definizione della categoria sismica del sottosuolo, nei pressi dell'opera è stata eseguita una prova MASW dalla quale è stata estrapolata una velocità V_s tale da ricondurre il terreno ad una categoria stratigrafica di tipo C.

	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>SOTTOVIA</p> <p>SL02 – VIA LEOPARDI</p>												
<p>MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IV0H</td> <td>02</td> <td>D 26 CL</td> <td>SL.0200 002</td> <td>A</td> <td>12 DI 52</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IV0H	02	D 26 CL	SL.0200 002	A	12 DI 52
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IV0H	02	D 26 CL	SL.0200 002	A	12 DI 52								

6 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

L'analisi della struttura è condotta con il software di calcolo Midas Gen 2021 (v3.1), di Midas Information Technology Co. Ltd, seguendo quanto specificato dalle NTC 2018 al § 7.2.6.



Figura 6.1 - Info e licenza software

Le unità di misura adottate sono le seguenti:

- lunghezze: [m]
- forze: [kN]
- temperature: gradi centigradi [C°]

Convenzione assi:

- x: asse trasversale dell'opera;
- y: asse longitudinale dell'opera;
- z: asse verticale dell'opera.

Il modello di calcolo attraverso il quale viene discretizzata la struttura è quello di telaio dove la geometria è stata ricalcata dalla linea baricentrica degli elementi costituenti l'opera.

La struttura in esame è stata modellata dunque con un modello piano che identifica la rispettiva sezione trasversale di sviluppo unitario.

Per simulare il comportamento del terreno di fondazione vengono inserite molle alla Winkler calibrate sul modello geotecnico del terreno. Il coefficiente di Winkler verticale è stato valutato secondo la relazione di Vesic (1965) che propone la seguente formula:

$$K = \frac{0.65E}{1-\nu^2} \sqrt[1.5]{\frac{Eb^3}{(EJ)_{fond}}}$$

MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	SL.0200 002	A	13 DI 52

dove:

E_t	15 MPa	Modulo elastico del terreno
ν	0,3	Coefficiente di Poisson
b	1 m	Larghezza unitaria della fondazione
h	0,5 m	Spessore della fondazione
$J_{x, trave}$	0,010417 m ⁴	Modulo di inerzia trave
$E_{soletta, inf}$	33345,76 MPa	Modulo elastico fondazione
K_w	8245,94 kN/m ³	Coefficiente di Winkler verticale

Cautelativamente viene assunto un valore di reazione verticale del terreno $k_w = 8250 \text{ kN/m}^3$, in base al quale si ricavano i valori delle singole molle.

La geometria del modello, come raffigurato, ricalca la linea baricentrica degli elementi costituenti l'opera.

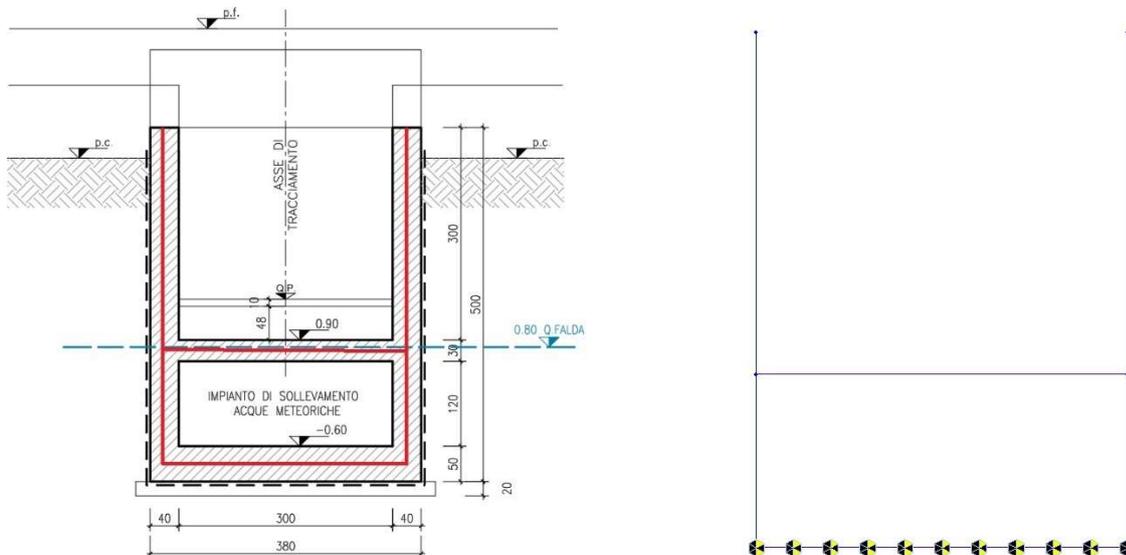


Figura 6.2 – Modellazione di calcolo con linee baricentriche dei singoli elementi costituenti l'opera

Per quanto riguarda le caratteristiche geometriche si fa riferimento alla tabella che segue:

luce netta L	3,40 m
altezza netta H	4,75 m
spessore soletta intermedia S_{int}	0,30 m
spessore piedritto/i S_p	0,40 m
spessore soletta inferiore S_i	0,50 m

La trave di fondazione viene divisa in 10 elementi per poter schematizzare, tramite le molle applicate, l'interazione terreno-struttura.

Per la realizzazione delle molle, nel caso in esame, come anticipato, si assume un valore del modulo di reazione verticale $K_s=8250 \text{ kN/m}^3$, funzione del modulo elastico del terreno.

Con questo valore si ricavano i valori delle singole molle, ottenendo per le 5 molle centrali un valore di:

$$K_{\text{centrale}} = K_s \times (Sp/2 + L_{\text{int}} + Sp/2)/10 = 8250 \times (0,40/2 + 3,00 + 0,40/2)/10 = 2805 \text{ kN/m}$$

$$= K_6, k_7, k_8, k_9, k_{10} = 2805 \text{ kN/m}$$

I valori delle molle di spigolo si ottengono con la seguente formulazione:

$$K_3, K_{13} = 2 \times K_s \times [(Sp/2 + L_{\text{int}} + Sp/2)/10 / 2 + Sp/2] =$$

$$= 2 \times 8250 \times [(0,4/2 + 3,00 + 0,4/2)/10 / 2 + 0,4/2] = 6105 \text{ kN/m}$$

Ed infine i valori delle molle nei nodi restanti, come da letteratura, si assumono:

$$K_4, K_5, K_{11}, K_{12} = 1.5 \times K_{\text{centrale}} = 4207,5 \text{ kN/m}$$

Ai nodi della platea di fondazione sono anche introdotti molle orizzontali con un valore pari a 50% del valore delle molle verticali centrali.

$$K_h = 0,5 \times 2805 = 1402,5 \text{ kN/m}$$

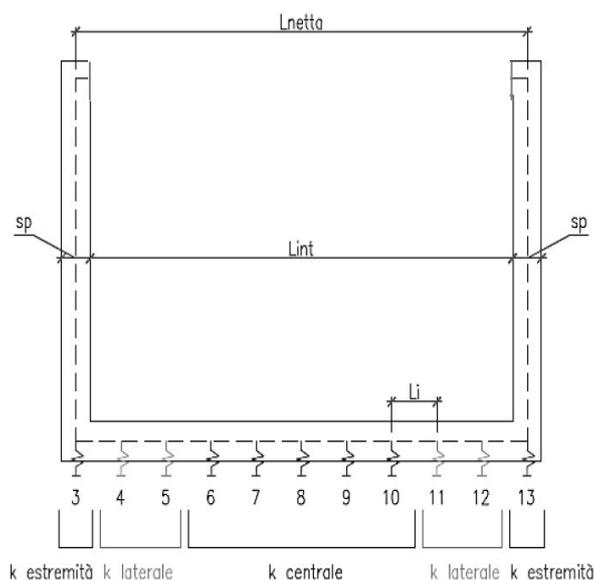


Figura 6.3 - Schematizzazione modello con molle

	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
	MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A

7 ANALISI DEI CARICHI

Il calcolo strutturale oggetto d'esame è svolto con riferimento alla località di Vado Ligure, nello specifico via Leopardi, pertanto, i dati di riferimento utilizzati, quali azioni ambientali, caratterizzazione sismica del sito e parametrizzazione geotecnica del sottosuolo, sono stati definiti in modo da considerare le azioni più gravose fra quelle possibili nel sito in oggetto.



Figura 7.1 - Inquadramento geografico dell'area di studio

Come prescritto dalle NTC 2018, sono state considerate agenti sulla struttura diverse condizioni di carico elementari, combinate tra loro in modo da determinare gli effetti più sfavorevoli ai fini delle verifiche dei singoli elementi strutturali. Per il calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali è stato utilizzato il programma di calcolo Midas Gen.

7.1 Peso Proprio degli Elementi Strutturali

Il peso degli elementi strutturali modellati viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato, assumendo $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$.

7.2 Carichi Permanenti Non Strutturali

- Peso sovraccarichi soletta superiore

Si considera, come evidenziato in IVH02D26BASL020002A, in corrispondenza della soletta superiore dell'impianto di sollevamento, la presenza di un pacchetto interno di 0,10 m e di un sottofondo

	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A	FOGLIO 16 DI 52

stabilizzato in ghiaia e sabbia dello spessore di 0,5 m, con pesi per unità di volume rispettivamente pari a 20 kN/m³ e 24 kN/m³.

Tali spessori sono stati considerati congruentemente a quanto riportato nella sezione trasversale B-B dell'elaborato sopracitato in corrispondenza dell'asse di tracciamento.

Pertanto:

$$P_{\text{pacchetto}} = 0,10 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{sottofondo}} = 0,50 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 12 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{soletta,inf.}} = 2,00 \text{ kN/m}^2 + 12 \text{ kN/m}^2 = 14 \text{ kN/m}^2$$

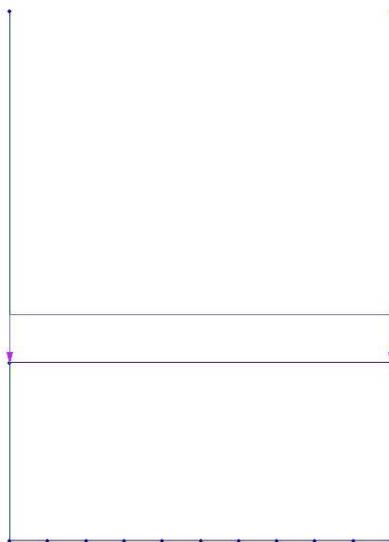


Figura 7.2 - Applicazione carichi permanenti non strutturali

7.3 Pressione del terreno a tergo del muro (SPTSX, SPTDX)

Per la spinta del terreno, valutata in regime di spinta a riposo, si è considerata la diversa stratigrafia del terreno e la presenza della falda. Non essendo state eseguite delle prove specifiche per la determinazione dei diversi pesi del terreno, in maniera cautelativa, si ritiene opportuno valutare al di sotto del livello di falda lo stesso valore tra γ e γ_{sat} .

La stratigrafia di analisi presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

Terreno di riempimento

$\gamma = 20$ peso per unità di volume

$\varphi = 35$ angolo di attrito

$K_0 = 0,43$ coefficiente di spinta a riposo

Terreno UG-a

	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
	MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A

$\gamma = \gamma_{\text{sat}} = 18$ peso per unità di volume
 $\varphi = 28$ angolo di attrito
 $K_0 = 0,53$ coefficiente di spinta a riposo

da cui si ricava:

- Pressione in corrispondenza della quota di altezza massima del muro (testa muro)
 $P_1 = 0,00 \text{ kN/m}^2$
- Pressione in asse alla soletta superiore:
 $P_2 = P_1 + 0,43 \times (3,15 \times 20,00) = 27,1 \text{ kN/m}^2$
 $P_2' = P_1 + 0,53 \times (3,15 \times 20,00) = 33,4 \text{ kN/m}^2$
- Pressione in asse alla soletta inferiore:
 $P_3 = P_2' + P_{\text{eff}} + P_w =$
 $P_3 = 33,4 + (0,53 \times (18,00-10) \times (0,30/2 + 1,20 + 0,50/2)) + (10 \times (0,30/2 + 1,20 + 0,50/2)) =$
 $P_3 = 33,4 + 6,78 + 16 = 56,2 \text{ kN/m}^2$
- Pressione in corrispondenza della quota di intradosso della soletta inferiore:
 $P_4 = P_2' + P_{\text{eff}} + P_w =$
 $P_4 = 33,4 + (0,53 \times (18,00-10) \times (0,30/2 + 1,20 + 0,50)) + (10 \times (0,30/2 + 1,20 + 0,50)) =$
 $P_4 = 33,4 + 7,85 + 18,5 = 59,7 \text{ kN/m}^2$

Inoltre, viene aggiunto, come carico concentrato nei nodi di estremità inferiori, la parte di spinta del terreno esercitata su mezzo spessore della soletta inferiore.

- Spinta sul semispessore della soletta inferiore:
 $F_{\text{inf}} = (P_3 + P_4) \times (0,50/2) = 14,5 \text{ kN/m}$

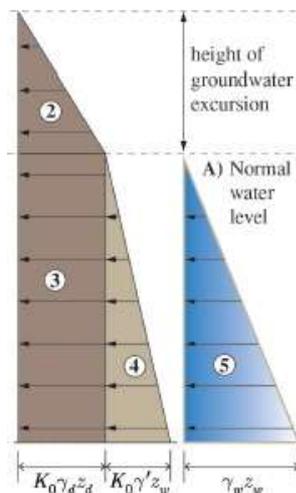


Figura 7.3 - Spinta del terreno

	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A	FOGLIO 18 DI 52

7.4 Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (SPACCSX, SPACCDX)

I carichi verticali associati al transito dei convogli ferroviari sono definiti per mezzo di diversi modelli di carico rappresentativi delle diverse tipologie di traffico ferroviario.

Nel caso in esame, trattando di un'opera collocata al di fuori del tracciato ferroviario, nello specifico pareti a sostegno delle scarpate dei rilevati, si ritiene opportuno, cautelativamente, considera un sovraccarico pari a 10 kN/m^2 , rappresentativo degli eventuali mezzi meccanici che possono transitare sulla scarpata del rilevato in occasione delle operazioni di manutenzione.

Tale carico comporterà ad un incremento della spinta sulle pareti di sostegno con un valore di pressione uniformemente distribuito diverso la stratigrafia considerata.

Nello specifico:

$$P_{Qk,RIP} = q_0 \times k_0 = 10 \text{ kN/m}^2 \times 0,43 = 4,3 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{Qk,UG-a} = q_0 \times k_0 = 10 \text{ kN/m}^2 \times 0,53 = 5,3 \text{ kN/m}^2$$

Oltre a tale carico, congruemente a quanto riportato per le SPTDX e SPTDX, si considera la parte di sovraspinta esercitata su mezzo spessore della soletta inferiore.

$$F = 5,3 \times 0,50/2 = 1,3 \text{ kN}$$

7.5 Spinta idrostatica (IDROS)

La pressione idrostatica è la forza esercitata da un fluido in quiete su ogni superficie a contatto con esso. Il valore di questa pressione dipende esclusivamente dalla massa volumica del fluido e dalla profondità del punto considerato dal pelo libero.

Nel caso in esame, considerando la presenza della vasca di sollevamento delle acque meteoriche alla base del muro, sarebbe opportuno valutare anche l'effetto della spinta idrostatica che l'acqua contenuta esercita sull'opera stessa.

Al fine del calcolo la condizione più gravosa si verifica quando l'opera risulta priva di tale effetto in quanto comporta ad un contributo favorevole, generando delle spinte verso l'esterno, che si oppongono al contributo sfavorevole dato dalle spinte del terreno.

Pertanto, cautelativamente, si è ritenuto opportuno non considerare nell'analisi tale effetto.

7.6 Azioni verticali da traffico

Come previsto al paragrafo 5.1.3.14 delle NTC, al fine di valutare gli effetti prodotti dal traffico ciclopedonale, si prevede l'inserimento un carico accidentale $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$ applicato su tutta la zona significativa della superficie calpestabile.

	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
	MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A

7.7 Azione Sismica

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k . Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale: $F_h = k_h \times W$

Forza sismica verticale: $F_v = k_v \times W$

Il valore dei coefficienti sismici orizzontale e verticale possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = a_{\max}/g$$

$$k_v = 0,5 \times k_h$$

Risulta pertanto necessaria la determinazione degli spettri di risposta di progetto la cui definizione avviene mediante l'utilizzo del software-free SPETTRI NTC (v 1.0.3), scaricato dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici www.cslp.it, il quale fornisce gli spettri di risposta di riferimento per la verifica ai diversi stati limite, determinati congruamente a quanto prescritto dalla norma.

Per fornire gli spettri richiesti è necessario l'inserimento di alcuni parametri caratteristici della struttura in esame e del sito in cui si trova. In particolare, oltre alle coordinate geografiche, è necessario specificare la Vita Nominale V_N della struttura e il suo Coefficiente d'Uso C_U , al fine di poter calcolare il periodo di riferimento dell'azione sismica $V_R = V_N \times C_U$

Per la definizione della **Vita Nominale** da assegnare ad ogni singola opera facente parte di un'infrastruttura ferroviaria si rimanda alla Tabella 2.5.1.1.1-1 *Vita Nominale delle infrastrutture ferroviarie* contenuta nel Manuale di Progettazione delle Opere Civili **RFI DTC SI PS MA IFS 001 E** e di seguito riportata:

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale V_N [Anni] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V < 250$ Km/h	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V \geq 250$ km/h	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) – La stessa V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere. (2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.	

Tab. 2.5.1.1.1-1 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie

Figura 7.4 –RFI DTC SI PS MA IFS 001 E - Tabella 2.5.1.1.1-1 Vita Nominale delle infrastrutture ferroviarie

	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
	MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A

L'oggetto della presente relazione rientra nell'ambito di "altre opere nuove a velocità $v < 250$ km/h", dunque le strutture di progetto avranno vita nominale $V_N = 50$ anni.

Il valore del Coefficiente d'Uso C_U varia in relazione alla **Classe d'Uso** dell'edificio, come riportato nella Tabella 2.4.II delle NTC 2018. Le NTC 2018 prevedono quattro diverse Classi d'Uso.

Per la struttura in esame si fa riferimento alla **Classe II** "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.", alla quale corrisponde un Coefficiente d'Uso $C_U = 1,0$.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Figura 7.5 – NTC 2018, Coefficiente d'Uso degli edifici

Si ottiene dunque un valore del Periodo di Riferimento per l'azione sismica pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni}$$

È inoltre necessario precisare la **Categoria di Sottosuolo** e la **Categoria Topografica** cui appartiene il sito in esame. Tali informazioni sono reperibili nella relazione geotecnica che prescrive l'assunzione di una Categoria di Sottosuolo **C** e una Categoria Topografica **T₁**.

Quanto ai parametri di amplificazione locale si considera:

$$S_s = 1,5$$

$$S_t = 1,00$$

L'accelerazione massima orizzontale al sito $a_{s,max}$ è calcolata come il prodotto dell'accelerazione al substrato a_g e dei fattori di amplificazione S_s e S_t .

Si ottiene pertanto:

$$a_{s,max(SLV)} = a_{g(SLV)} \times S_s \times S_t = 0,057 \text{ g} \times 1,5 \times 1,00 = 0,086 \text{ g}$$

da cui ne deriva:

$$k_h = a_{max}/g = 0,086$$

$$k_v = 0,5 \times k_h = 0,043$$

Gli effetti dell'azione sismica verranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali dove, nello specifico, per i carichi accidentali dovuti alla folla si assumerà un $\psi_{21} = 0,2$.

Di seguito si riportano gli spettri di risposta oggetto della progettazione:

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,057 g
F_o	2,610
T_o	0,307 s
S_E	1,500
C_c	1,551
S_T	1,000
q	0,800

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,250
T_B	0,158 s
T_C	0,475 s
T_D	1,829 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_E \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_o / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_o \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,086
T_B	0,158	0,280
T_C	0,475	0,280
	0,540	0,247
	0,604	0,220
	0,669	0,199
	0,733	0,182
	0,798	0,167
	0,862	0,155
	0,927	0,144
	0,991	0,134
	1,056	0,126
	1,120	0,119
	1,184	0,112
	1,249	0,107
	1,313	0,101
	1,378	0,097
	1,442	0,092
	1,507	0,088
	1,571	0,085
	1,636	0,081
	1,700	0,078
	1,765	0,075
T_D	1,829	0,073
	1,932	0,065
	2,036	0,059
	2,139	0,053
	2,243	0,048
	2,346	0,044
	2,449	0,041
	2,553	0,037
	2,656	0,035
	2,759	0,032
	2,863	0,030
	2,966	0,028
	3,070	0,026
	3,173	0,024
	3,276	0,023
	3,380	0,021
	3,483	0,020
	3,586	0,019
	3,690	0,018
	3,793	0,017
	3,897	0,016
	4,000	0,015

Figura 7.6 – Parametri spettro di risposta orizzontale allo SLV

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

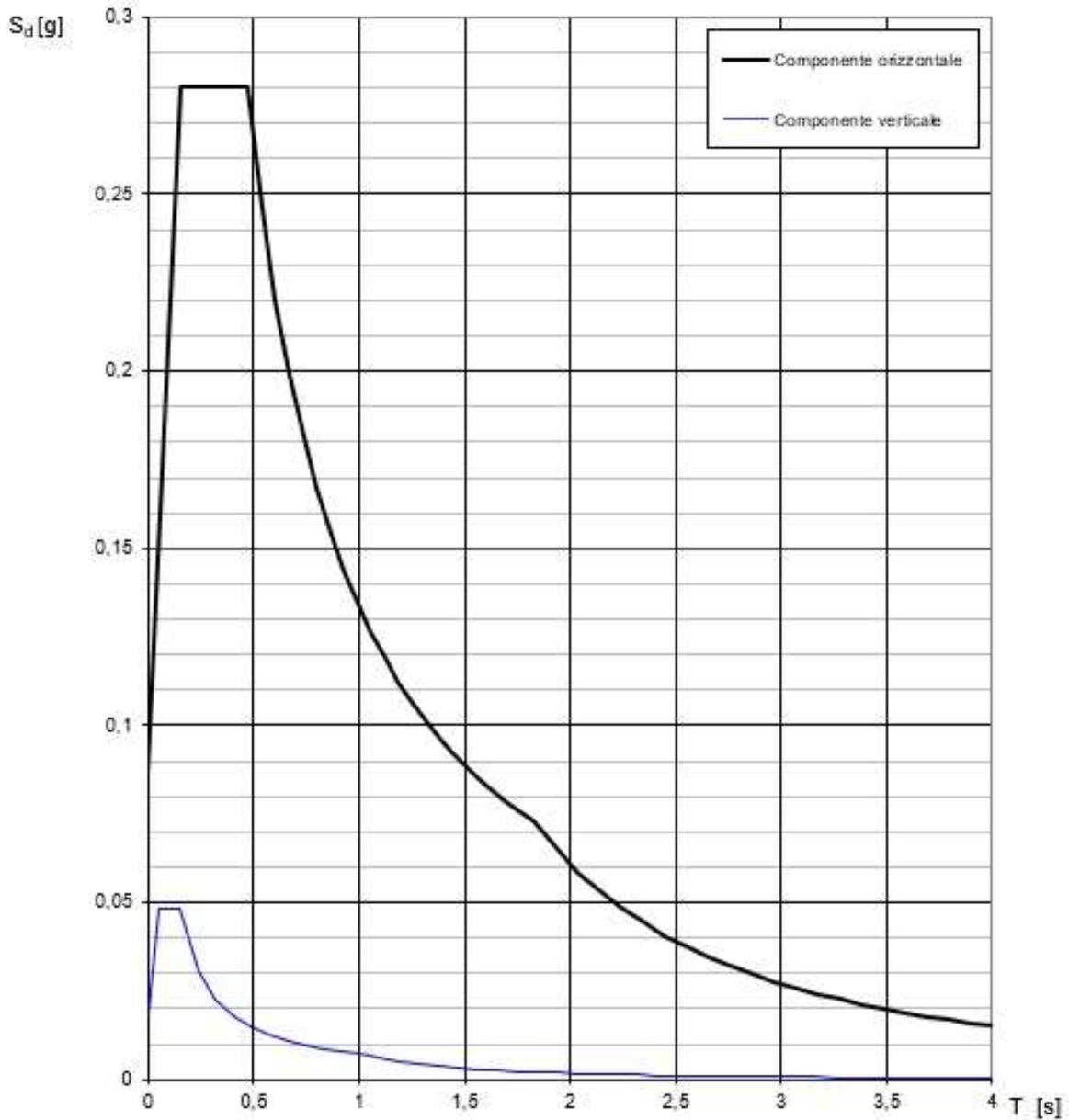


Figura 7.7 – Spettri di risposta orizzontali e verticali allo SLV

7.7.1 Forze sismiche agenti sulla struttura

Combinazione sismica: $G_1 + G_2 + \psi_{21} \times Qk_1$

Dalle indicazioni precedentemente riportate, considerando uno spessore della soletta superiore di 0,30 m e dei piedritti di 0,4 m, si ottiene un peso rispettivamente pari a 7,5 kN/m e 10 kN/m, pertanto si avrà:

Massa associata al peso proprio soletta superiore: $G_1 = 7,5 \text{ kN/m}$

Massa associata al peso proprio piedritti: $G_1 = 10 \text{ kN/m}$

Massa associata al carico permanente: $G_2 = 14 \text{ kN/m}$

Massa folla: $Q_k = 5 \text{ kN/m}$

Sisma H

Forza orizzontale sulla soletta superiore:

$$F'_h = (G_1 + G_2 + \psi_{21} \times Qk_1) \times k_h$$

$$F'_h = (7,5 + 14 + 0,2 \times 5) \times 0,086 = 1,93 \text{ kN/m}$$

Forza orizzontale sui piedritti:

$$F'_h = (G_1 + G_2 + \psi_{21} \times Qk_1) \times k_h$$

$$F'_h = 10 \times 0,086 = 0,86 \text{ kN/m}$$

SismaV

Forza verticale sulla soletta di copertura:

$$F'_v = (G_1 + G_2 + \psi_{21} \times Qk_1) \times k_v$$

$$F'_v = (7,5 + 14 + 0,2 \times 5) \times 0,043 = 0,97 \text{ kN/m}$$

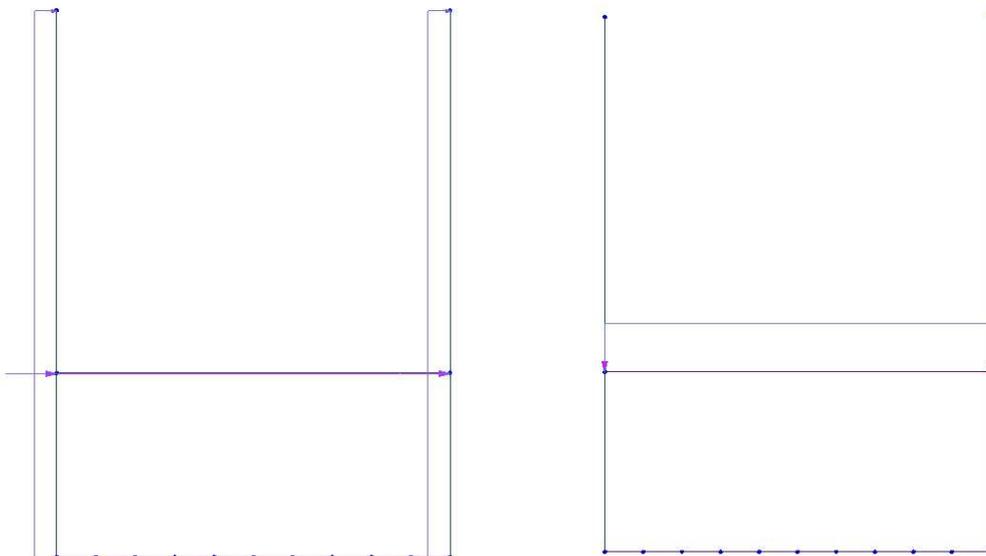


Figura 7.8 - Forze sismiche agenti sulla struttura

	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A	FOGLIO 24 DI 52

7.7.2 Spinta sismica del terreno (SPSDX, SPSSX)

Le spinte delle terre potranno essere determinate secondo la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinato con la seguente espressione:

$$\Delta P_d = S_{ag}/g \times \gamma \times h_{tot}^2$$

$$h_{tot} = 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta P_d = (0,086 \times 20 \times 3,15^2) + (0,086 \times 18 \times 1,85^2) = 22,4 \text{ kN/m}^2$$

Tale risultante, applicata ad un'altezza pari ad H/2, sarà considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera.

Essendo ΔP_d la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare:

$$\Delta P = (a_g/g) \times S \times \gamma \times h_{tot}$$

$$\Delta P_{RIP} = 0,086 \times 20 \times 3,15 = 5,4 \text{ kN/m}$$

$$\Delta P_{UG-a} = 0,086 \times 18 \times 1,6 = 2,5 \text{ kN/m}$$

	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
	MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A

8 COMBINAZIONI DI CARICO

Per le verifiche nei confronti dei diversi stati limite si adottano le combinazioni delle azioni tratte dal § 2.5.3 NTC 2018:

- Combinazione fondamentale SLU:
 $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3}..$
- Combinazione caratteristica (rara):
 $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione frequente:
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione quasi permanente:
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione sismica:
 $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vengono sempre combinati con altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti presenti alla Tabella 5.2.IV delle NTC 2018.

Tab. 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

Figura 8.1 - Tabella di valutazione dei carichi da traffico

In particolare, per ogni gruppo di carico viene individuata un'azione dominante che verrà considerata per intero, per le altre azioni vengono definiti diversi coefficienti di combinazione. Ogni gruppo massimizza una particolare condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

Figura 8.2 - Tabella coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU
Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	g_{r1}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽³⁾	0,0
	g_{r2}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽³⁾	-
	g_{r3}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽³⁾	0,0
	g_{r4}	1,00	1,00 ⁽³⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

Figura 8.3 - Tabella coefficienti di combinazione delle azioni

Per i diversi stati limite considerati si ottiene quindi:

Combinazione Fondamentale:

Combinazioni di carico SLU (non sismiche)									
		PPSTR (G1)	G2 Soletta	SPTDX	SPTSX	Folla	SPACCDX	SPACCSX	
SPTSX 100% SPTDX 100%	SLU_1	1.35	1.5	1.5	1.5	1.45	1.45	1.45	1.45
	SLU_2	1.35	1.5	1.5	1.5	1.45	1.45	1.45	0
	SLU_3	1.35	1.5	1.5	1.5	0	1.45	1.45	0
	SLU_4	1.35	1.5	1.5	1.5	1.45	0	1.45	1.45
SPTSX 100% SPTDX 60%	SLU_5	1.35	1.5	1.5	0.9	1.45	1.45	1.45	1.45
	SLU_6	1.35	1.5	1.5	0.9	1.45	1.45	1.45	0
	SLU_7	1.35	1.5	1.5	0.9	0	1.45	1.45	0
SPTSX 60% SPTDX 100%	SLU_8	1.35	1.5	1.5	0.9	1.45	0	1.45	1.45
	SLU_9	1.35	1.5	0.9	1.5	1.45	1.45	1.45	1.45
	SLU_10	1.35	1.5	0.9	1.5	1.45	1.45	1.45	0
	SLU_11	1.35	1.5	0.9	1.5	1.45	1.45	1.45	0
	SLU_12	1.35	1.5	0.9	1.5	1.45	0	1.45	1.45



PROGETTO DEFINITIVO
SOTTOVIA
SL02 – VIA LEOPARDI

MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
 IV0H 02 D 26 CL SL.0200 002 A 27 DI 52

Combinazione Rara:

Combinazioni di carico SLE Rara								
		PPSTR (G1)	G2 Soletta	SPTDX	SPTSX	Folla	SPACCDX	SPACCSX
SPTSX 100% SPTDX 100%	SLE_R1	1	1	1	1	0.8	0.8	0.8
	SLE_R2	1	1	1	1	0.8	0.8	0
	SLE_R3	1	1	1	1	0	0.8	0
	SLE_R4	1	1	1	1	0.8	0	0.8
SPTSX 100% SPTDX 60%	SLE_R5	1	1	1	0.6	0.8	0.8	0.8
	SLE_R6	1	1	1	0.6	0.8	0.8	0
	SLE_R7	1	1	1	0.6	0	0.8	0
	SLE_R8	1	1	1	0.6	0.8	0	0.8
SPTSX 60% SPTDX 100%	SLE_R9	1	1	0.6	1	0.8	0.8	0.8
	SLE_R10	1	1	0.6	1	0.8	0.8	0
	SLE_R11	1	1	0.6	1	0	0.8	0
	SLE_R12	1	1	0.6	1	0.8	0	0.8

Combinazione Quasi Permanente:

Combinazioni di carico SLE Quasi Permanente								
		PPSTR (G1)	G2 Soletta	SPTDX	SPTSX	Folla	SPACCDX	SPACCSX
SPTSX 100% SPTDX 100%	SLE_QP1	1	1	1	1	0.2	0.2	0.2
	SLE_QP2	1	1	1	1	0.2	0.2	0
	SLE_QP3	1	1	1	1	0	0.2	0
	SLE_QP4	1	1	1	1	0.2	0	0.2
SPTSX 100% SPTDX 60%	SLE_QP5	1	1	1	0.6	0.2	0.2	0.2
	SLE_QP6	1	1	1	0.6	0.2	0.2	0
	SLE_QP7	1	1	1	0.6	0	0.2	0
	SLE_QP8	1	1	1	0.6	0.2	0	0.2
SPTSX 60% SPTDX 100%	SLE_QP9	1	1	0.6	1	0.2	0.2	0.2
	SLE_QP10	1	1	0.6	1	0.2	0.2	0
	SLE_QP11	1	1	0.6	1	0	0.2	0
	SLE_QP12	1	1	0.6	1	0.2	0	0.2

Combinazione Sismica:

Combinazioni di carico SLV (sismiche)											
	PPSTR (G1)	G2 Soletta	SPTDX	SPTSX	Folla	SPACCDX	SPACCSX	Sisma H	Sisma V	SPSDX	SPSSX
SLV_H1	1	1	1	1	0.2	0	0.2	1	-0.3	0	1
SLV_H2	1	1	1	1	0.2	0	0.2	1	0.3	0	1
SLV_H3	1	1	1	1	0.2	0	0.2	1	-0.3	1	0
SLV_H4	1	1	1	1	0.2	0	0.2	1	0.3	1	0
SLV_H5	1	1	1	1	0	0	0.2	1	-0.3	0	1
SLV_H6	1	1	1	1	0	0	0.2	1	0.3	0	1
SLV_H7	1	1	1	1	0	0	0.2	1	-0.3	1	0
SLV_H8	1	1	1	1	0	0	0.2	1	0.3	1	0
SLV_V1	1	1	1	1	0.2	0	0.2	-0.3	1	0	0.3
SLV_V2	1	1	1	1	0.2	0	0.2	0.3	1	0	0.3
SLV_V3	1	1	1	1	0.2	0	0.2	-0.3	1	0.3	0
SLV_V4	1	1	1	1	0.2	0	0.2	0.3	1	0.3	0
SLV_V5	1	1	1	1	0	0	0.2	-0.3	1	0	0.3
SLV_V6	1	1	1	1	0	0	0.2	0.3	1	0	0.3
SLV_V7	1	1	1	1	0	0	0.2	-0.3	1	0.3	0
SLV_V8	1	1	1	1	0	0	0.2	0.3	1	0.3	0

	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
	MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A

9 SOLLECITAZIONI

Di seguito si riportano alcune immagini che illustrano la distribuzione delle sollecitazioni negli elementi della struttura corrispondente ai diversi involuipi per le diverse combinazioni di carico considerate.

9.1 Combinazione SLU

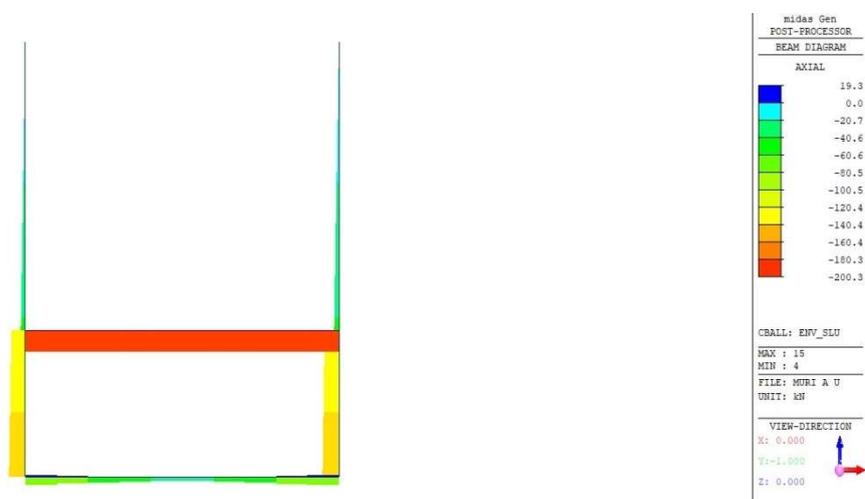


Figura 9.1 - Combinazione SLU – Involuppo valori di Sforzo Normale N

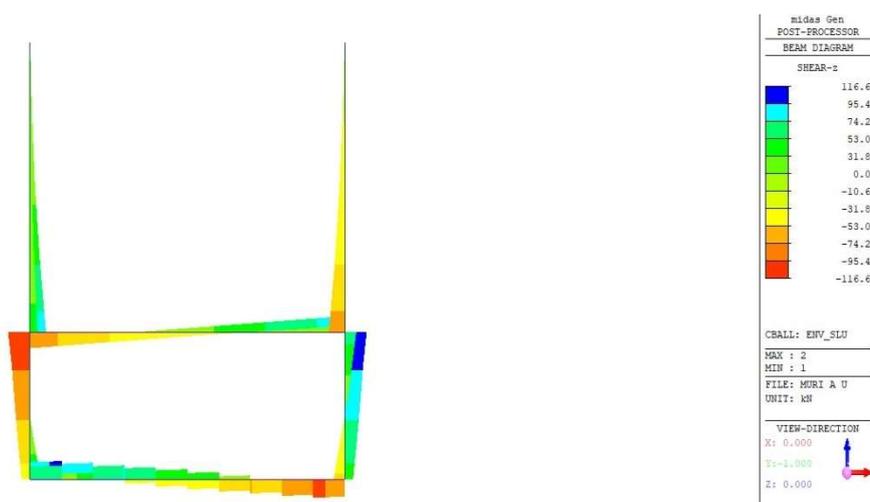


Figura 9.2 - Combinazione SLU – Involuppo valori di Taglio T

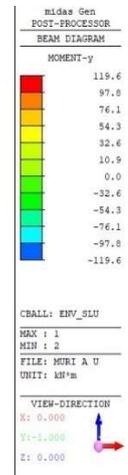
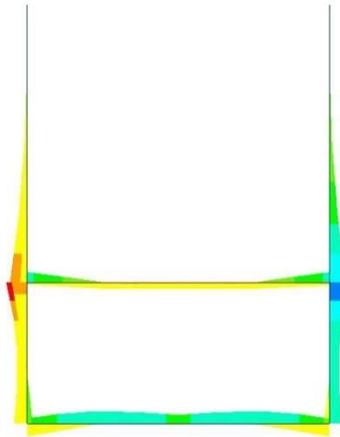


Figura 9.3 - Combinazione SLU – Involuppo Valori di Momento Flettente M

9.2 Combinazione SLV

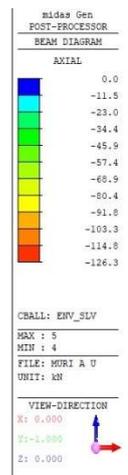
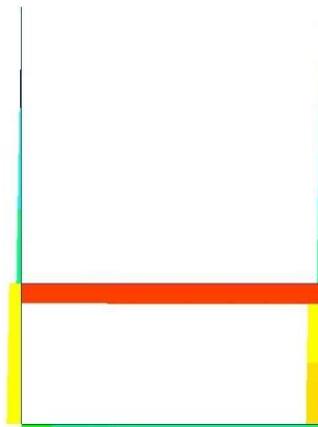


Figura 9.4 - Combinazione SLV – Involuppo valori di Sforzo Normale N

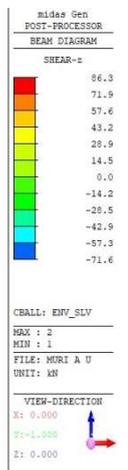
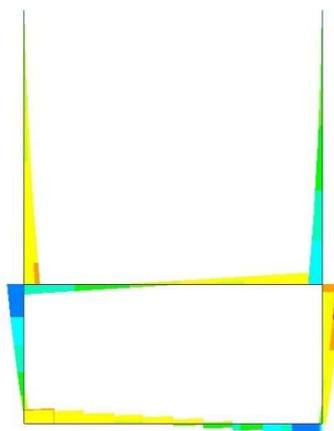


Figura 9.5 - Combinazione SLV – Involuppo valori di Taglio T

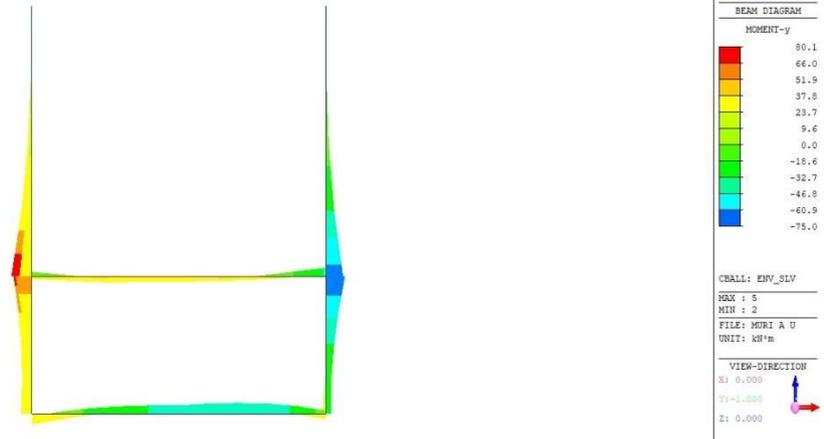


Figura 9.6 - Combinazione SLV – Inviluppo Valori di Momento Flettente M

9.3 Combinazione SLE Rara

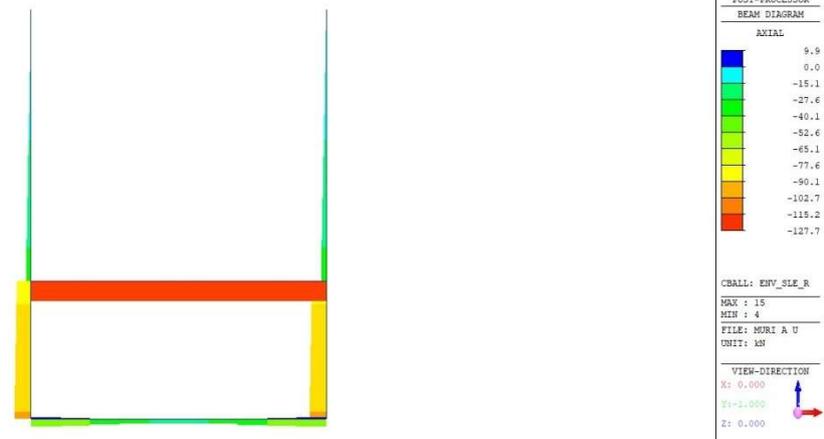


Figura 9.7 - Combinazione SLE Rara – Inviluppo valori di Sforzo Normale N

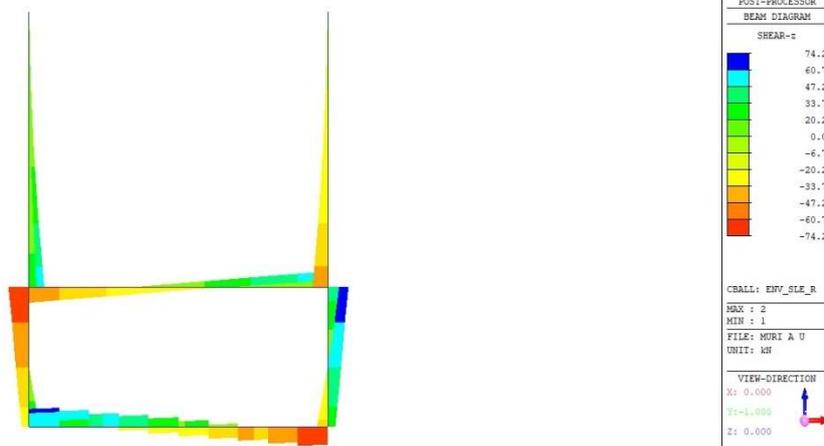


Figura 9.8 - Combinazione SLE Rara – Inviluppo valori di Taglio T

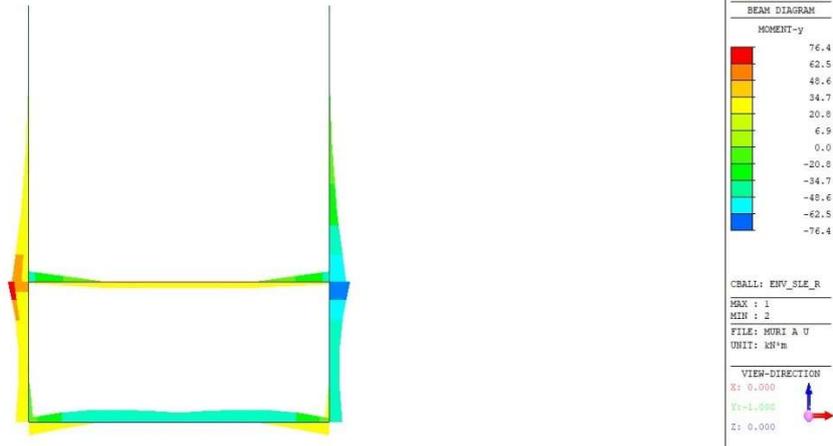


Figura 9.9 - Combinazione SLE Rara – Involuppo Valori di Momento Flettente M

9.4 Combinazione SLE Quasi Permanente

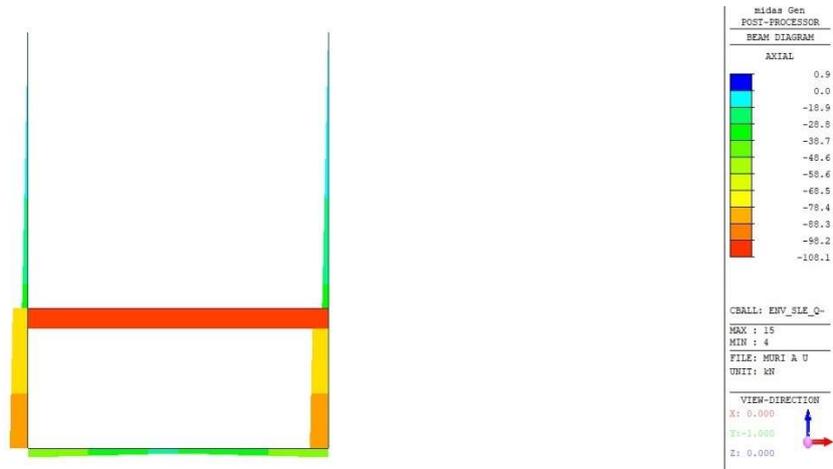


Figura 9.10 - Combinazione SLE Quasi Permanente – Involuppo valori di Sforzo Normale N

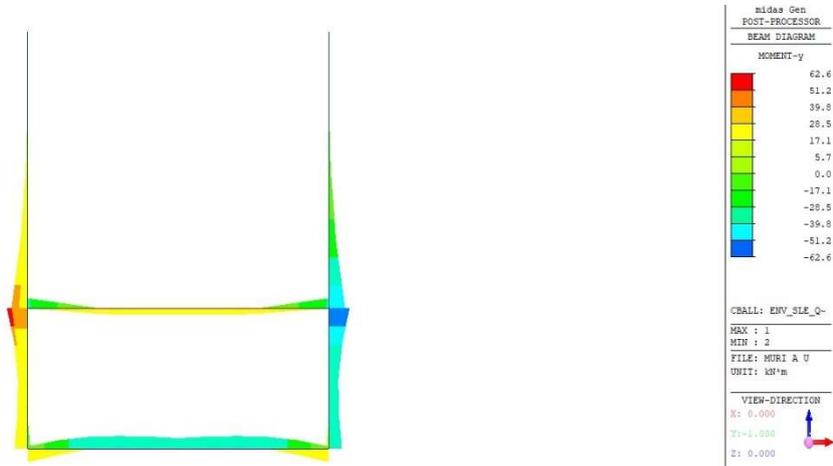


Figura 9.11 – Combinazione SLE Quasi Permanente– Involuppo Valori di Momento Flettente M

	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
	MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A

10 VERIFICHE STRUTTURALI

10.1 Metodi di verifica

In accordo con le NTC 2018 e il Manuale di Progettazione delle Opere Civili le verifiche si ritengono soddisfatte quando, per ogni elemento, il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) risulta inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d).

Le caratteristiche di resistenza e i criteri di verifica adottati differiscono a seconda del meccanismo indagato, funzione dei diversi stati limite considerati.

In particolare, nelle NTC18 vengono individuati due tipologie di elementi/meccanismi resistenti strutturali:

- Elementi resistenti duttili: elementi inflessi con o senza sforzo normale;
- Elementi resistenti fragili: elementi sollecitati a taglio.

Si riporta la rappresentazione delle sezioni dove vengono eseguite le verifiche a pressoflessione e a taglio.

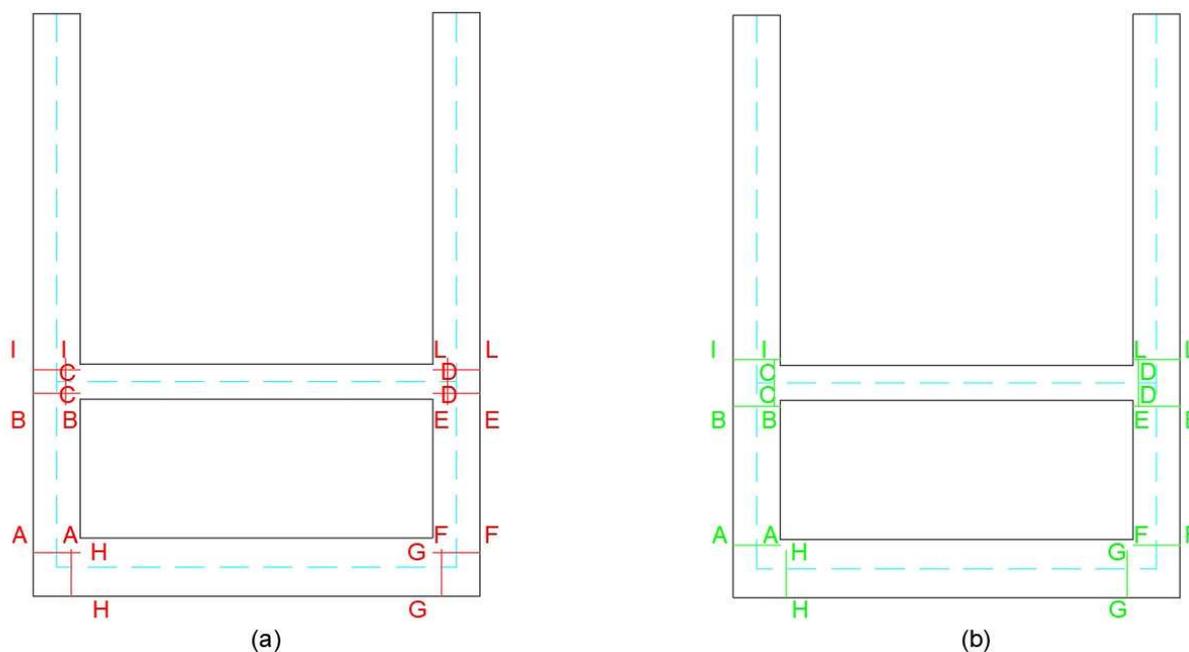


Figura 10.1 - Sezioni di verifica per pressoflessione (a) e taglio (b)

Le verifiche vengono svolte, per tutti gli elementi strutturali, cioè la soletta superiore, i piedritti e soletta inferiore, considerando agenti i carichi permanenti verticali e la spinta sui piedritti (statica e dinamica).

Nei paragrafi seguenti si riportano le verifiche delle sezioni degli elementi strutturali.

	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
	MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A

10.2 Verifica soletta superiore

Sollecitazioni massime SLU soletta superiore sezione C, D:

C:	$N_{Ed} = 75,85 \text{ kN}$	D:	$N_{Ed} = 75,85 \text{ kN}$
	$T_{Ed} = -71,5 \text{ kN}$		$T_{Ed} = 71,5 \text{ kN}$
	$M_{Ed} = -45,7 \text{ kN.m}$		$M_{Ed} = -45,7 \text{ kN.m}$

10.2.1 Verifica SLU a Flessione

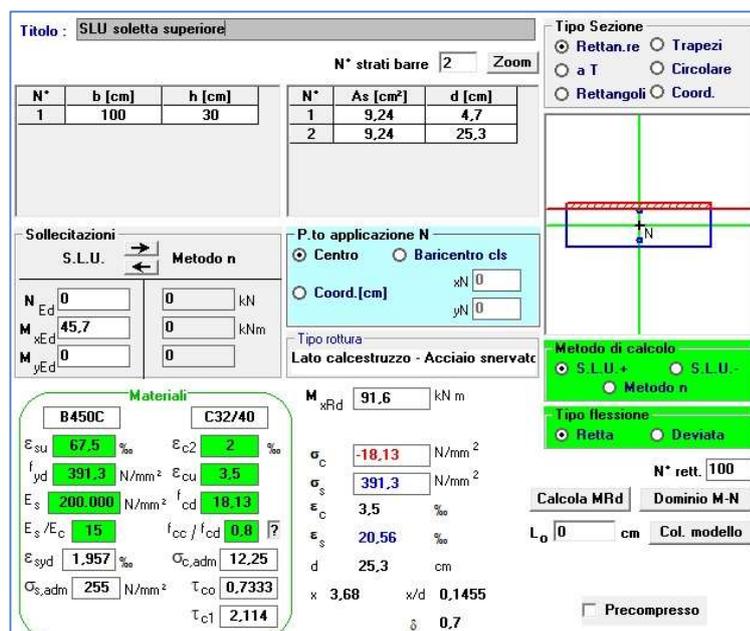
Secondo quanto specificato dalla normativa, la verifica di resistenza a flessione nei confronti delle sollecitazioni determinate dall'analisi globale condotta sulla struttura si conduce controllando la seguente disuguaglianza: $M_{Ed} \leq M_{Rd}$.

Nello specifico, nel caso in esame, considerando di predisporre la medesima armatura inferiormente e superiormente:

$$A_{s_{min}} = \frac{M_{max}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{45,7 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 253 \cdot 391,3} = 512,91 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Si decide quindi, a favore di sicurezza, di inserire armatura **1+1Ø14 a passo 15 cm. (932,7 mm²/m)**

Il calcolo del momento resistente si è svolto mediante l'utilizzo del software VCASlu che ha validato il risultato analitico considerando le caratteristiche meccaniche precedentemente descritte. L'analisi è stata condotta trascurando, a favore di sicurezza, il contributo dello sforzo normale.



Titolo: SLU soletta superiore

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	9,24	4,7
			2	9,24	25,3

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 45,7 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro

Metodo di calcolo: S.L.U.+, S.L.U.-, Metodo n

Materiali: B450C, C32/40

ε_{su}: 67,5‰, ε_{c2}: 2‰, f_{yd}: 391,3 N/mm², ε_{cu}: 3,5‰, E_s: 200.000 N/mm², f_{cd}: 18,13, E_s/E_c: 15, f_{cc}/f_{cd}: 0,0, ε_{syd}: 1,957‰, σ_{c,adm}: 12,25, σ_{s,adm}: 255 N/mm², τ_{co}: 0,7333, τ_{c1}: 2,114

M_{xRd}: 91,6 kNm

σ_c: -18,13 N/mm², σ_s: 391,3 N/mm², ε_{sc}: 3,5‰, ε_{ss}: 20,56‰, d: 25,3 cm, x: 3,68, x/d: 0,1455, δ: 0,7

N° rett.: 100

Calcola MRd, Dominio M-N

L_o: 0 cm, Col. modello

Precompresso

Figura 10.2 – Combinazione SLU - Momento massimo flettente

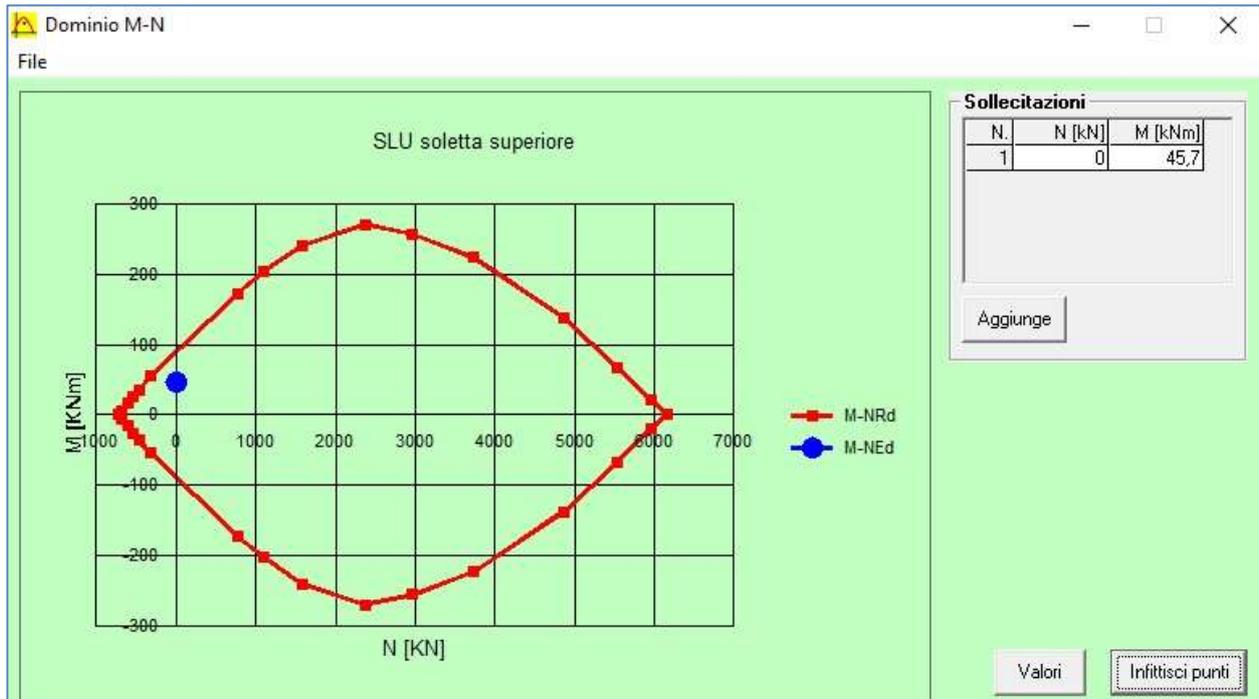


Figura 10.3 - Dominio di resistenza a flessione – Massimo momento flettente – FS = 2

10.2.2 Verifica SLU a Taglio

Secondo quanto specificato dalla normativa, la verifica di resistenza a taglio nei confronti delle sollecitazioni determinate dall'analisi globale condotta sulla struttura si conduce controllando la seguente disuguaglianza: $V_{Ed} \leq V_{Rd}$.

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$ mm larghezza $f_{yk} = 450$ MPa resist. caratteristica

$h = 300$ mm altezza $\gamma_s = 1,15$ coeff. sicurezza

$c = 47$ mm copriferro $f_{yd} = 391,3$ MPa resist. di calcolo

$f_{ck} = 32$ MPa resist. caratteristica Armatura longitudinale tesa:

$\gamma_c = 1,50$ coeff. sicurezza $A_{s1,1} = 6 \text{ } \emptyset \text{ } 14 = 9,24 \text{ cm}^2$

$\alpha_{cc} = 0,85$ coeff. riduttivo $A_{s1,2} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0 = 0,00 \text{ cm}^2$

$d = 253$ mm altezza utile $A_{s1,3} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0 = 0,00 \text{ cm}^2$

$f_{cd} = 18,13$ MPa resist. di calcolo $9,24 \text{ cm}^2$

• Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$N_{ed} = 0,0$ kN $V_{ed} = 71,5$ kN



PROGETTO DEFINITIVO
SOTTOVIA
SL02 – VIA LEOPARDI

MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	SL.0200 002	A	35 DI 52

• **Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1,889 < 2$$
$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{\min} = 0,514$$
$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0,02 \quad \rho_1 = 0,004 < 0,02$$
$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0,00 \text{ MPa} < 0,2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{\min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 130,1 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{\min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 130,1 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 130,1 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

La sezione risulta soddisfatta senza prevedere un'apposita armatura di resistenza a taglio.

Le verifiche a flessione e a taglio per la soletta superiore risultano soddisfatte con un fattore di sicurezza FS rispettivamente pari a 2 e 1,8.

10.2.3 Verifica SLE - Tensione

Si riportano di seguito le verifiche effettuate per le sezioni più sollecitate tenendo conto che i limiti imposti per il controllo della tensione agli stati limite di esercizio sono quelli definiti nel MdP.

Combinazione Rara

- Calcestruzzo Compresso $\rightarrow \sigma_c = 0,55 \times f_{ck} = 17,60 \text{ N/mm}^2$
- Acciaio Teso $\rightarrow \sigma_s = 0,75 \times f_{yk} = 337,5 \text{ N/mm}^2$

Sollecitazioni massime SLE Rara soletta superiore sezione C, D:

C: $N_{Ed} = 40,7 \text{ kN}$	D: $N_{Ed} = 40,7 \text{ kN}$
$M_{Ed} = -28,8 \text{ kN.m}$	$M_{Ed} = -28,8 \text{ kN.m}$

Combinazione Quasi Permanente

- Calcestruzzo Compresso $\rightarrow \sigma_c = 0,40 \times f_{ck} = 12,80 \text{ N/mm}^2$

Sollecitazioni massime SLE QP soletta superiore sezione C, D:

C: $N_{Ed} = 30,4 \text{ kN}$	D: $N_{Ed} = 30,4 \text{ kN}$
$M_{Ed} = -21,2 \text{ kN.m}$	$M_{Ed} = -21,2 \text{ kN.m}$

Combinazione Rara

Titolo : SLE_RI soletta superiore

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	9,24	4,7
			2	9,24	25,3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	18,13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

σ_c -3,326 N/mm²
 σ_s 136,9 N/mm²

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

ϵ_s 0,6843 ‰
d 25,3 cm
x 6,759 x/d 0,2672
 δ 0,774

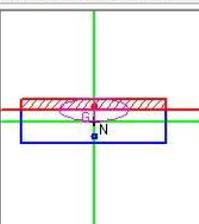


Figura 10.4 - Controllo di tensione agli SLE della sezione più sollecitata – Combinazione Rara

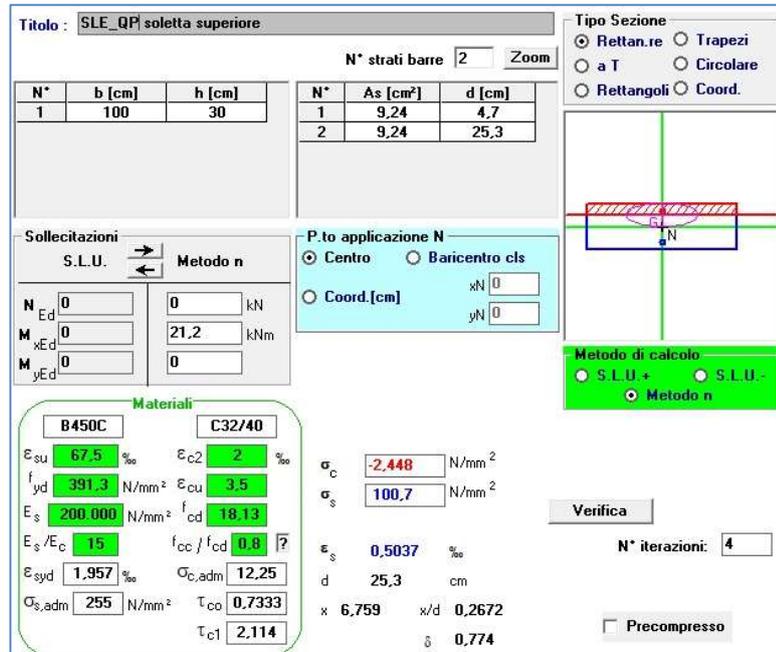
$$\sigma_s = 136,9 \text{ N/mm}^2 < 337,5 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_c = 3,33 \text{ N/mm}^2 < 17,60 \text{ N/mm}^2.$$

La verifica in combinazione rara pertanto risulta soddisfatta.

 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
	MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A

Combinazione Quasi Permanente



Titolo: SLE_QP soletta superiore

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	9,24	4,7
			2	9,24	25,3

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 21,2 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
B450C **C32/40**

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

σ_c -2,448 N/mm²
 σ_s 100,7 N/mm²
 ε_s 0,5037 ‰
 d 25,3 cm
 x 6,759 x/d 0,2672
 δ 0,774

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Figura 10.5 - Controllo di tensione agli SLE della sezione più sollecitata – Combinazione Quasi Permanente

$$\sigma_s = 100,7 \text{ N/mm}^2 < 337,5 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_c = 2,45 \text{ N/mm}^2 < 12,80 \text{ N/mm}^2.$$

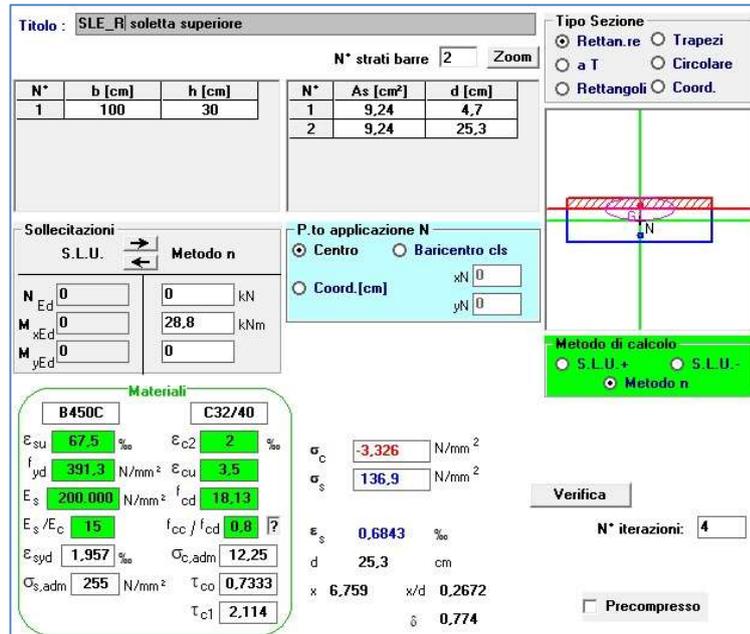
La verifica in combinazione quasi permanente pertanto risulta soddisfatta.

10.2.4 Verifica SLE - Fessurazione

Per quanto riguarda la scelta degli stati limite di fessurazione, si fa riferimento a quanto riportato al paragrafo 2.5.1.8.3.2.4 del MdP, il quale impone che per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili, come nel caso in esame, il limite da adottare per la verifica sia $\delta_f \leq w_3 = 0,2 \text{ mm}$ in Combinazione Rara. Pertanto:

 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
	MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A

Combinazione Rara



Titolo: SLE_RI soletta superiore

N* strati barre: 2

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	9,24	4,7
			2	9,24	25,3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N: Centro

Metodo di calcolo: Metodo n

Materiali: B450C, C32/40

Calcoli:
 $\sigma_c = -3,326 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 136,9 \text{ N/mm}^2$
 $\epsilon_s = 0,6843 \%$
 $d = 25,3 \text{ cm}$
 $x = 6,759$, $x/d = 0,2672$
 $\delta = 0,774$

Verifica N* iterazioni: 4

Precompresso

Figura 10.6 - Controllo di tensione agli SLE della sezione più sollecitata – Combinazione Rara

Stato Limite di Apertura delle Fessure

Combinazione Rara

σ_s	136,9 N/mm ²	Tensione nell'armatura tesa valutata nella sezione fessurata in combinazione Rara
k_t	0,4	0,4 per carichi di lunga durata, 0,6 per carichi di breve durata
f_{ctm}	3,02 N/mm ²	
$h_{c,eff}$	53,57 mm	
$A_{c,eff}$	53566,7 mm ²	Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ($h_{c,eff} \times t_w$)
ρ_{eff}	0,017	
α_e	6,30	Rapporto moduli elastici
ϵ_{sm}	0,0004	Deformazione unitaria media delle barre
k_1	0,8	Per barre ad aderenza migliorata
k_2	0,5	Caso di flessione
k_3	3,4	
k_4	0,425	
Φ_1	14 mm	
Φ_2	0 mm	
Φ_{eq}	14 mm	
$\Delta_{s,max}$	161,19 mm	Distanza massima tra le fessure
w_3	0,20 mm	Armatura poco sensibile
$w_{d(r)}$	0,11 mm	Valore di calcolo dell'apertura delle fessure

La verifica in combinazione rara pertanto risulta soddisfatta.

	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
	MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A

10.3 Verifica piedritti

Si riporta, analogamente a quanto fatto per la soletta superiore, le verifiche per gli altri elementi strutturali Sollecitazioni massime nei piedritti B, F:

B:	$N_{Ed} = 116 \text{ kN}$	F:	$N_{Ed} = 113,3 \text{ kN}$
	$T_{Ed} = -62,7 \text{ kN}$		$T_{Ed} = -62 \text{ kN}$
	$M_{Ed} = 58,4 \text{ kN.m}$		$M_{Ed} = -55,3 \text{ kN.m}$

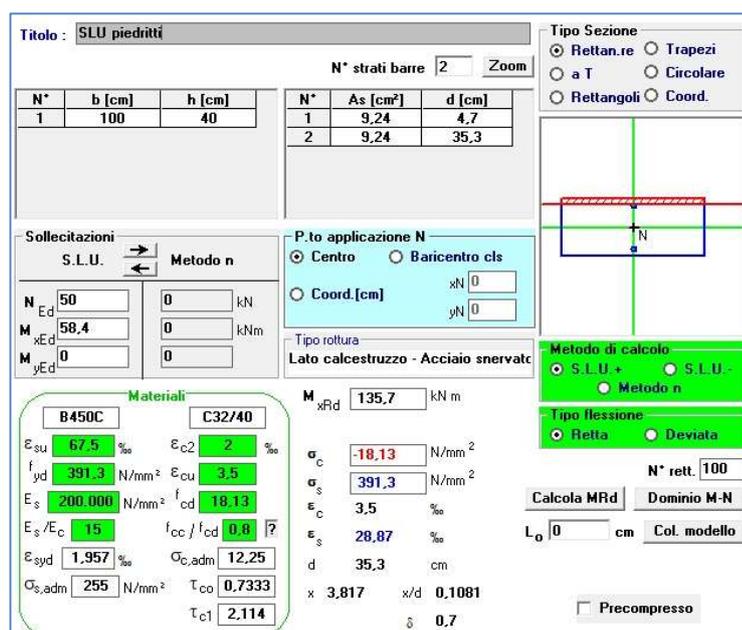
10.3.1 Verifica SLU a Flessione.

Nello specifico, nel caso in esame, considerando di predisporre la medesima armatura inferiormente e superiormente:

$$A_{s_{min}} = \frac{M_{max}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{58,4 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 353 \cdot 391,3} = 469,77 \text{ mm}^2/m$$

Si decide quindi, cautelativamente, di inserire armatura **1+1Ø14 a passo 15 cm. (932,7 mm²/m)**

Il calcolo del momento resistente si è svolto mediante l'utilizzo del software VCASlu che ha validato il risultato analitico considerando le caratteristiche meccaniche precedentemente descritte. A favore di sicurezza l'analisi si è svolta considerando agente come sforzo normale solamente il contributo relativo al peso proprio dei piedritti pari a 50 kN (1m x 0,4m x 5m x 25kN/m³).



Titolo: SLU piedritti

N* strati barre: 2

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm ²]	d [cm]
1	100	40	1	9,24	4,7
			2	9,24	35,3

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 50 kN
M_{xEd}: 58,4 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro
 xN: 0, yN: 0

Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n

Tipo flessione: Retta

N* rett.: 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀: 0 cm **Col. modello**

Precompresso:

Materiali: B450C, C32/40

Proprietà meccaniche:
 ϵ_{su} : 67,5 ‰, ϵ_{c2} : 2 ‰, f_{yd} : 391,3 N/mm², ϵ_{cu} : 3,5 ‰, E_s : 200.000 N/mm², f_{cd} : 18,13 N/mm², E_s/E_c : 15, f_{cc}/f_{cd} : 0,8, ϵ_{syd} : 1,957 ‰, $\sigma_{c,adm}$: 12,25 N/mm², $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm², τ_{co} : 0,7333, τ_{c1} : 2,114

Calcoli:
 σ_c : -18,13 N/mm², σ_s : 391,3 N/mm², ϵ_c : 3,5 ‰, ϵ_s : 28,87 ‰, d : 35,3 cm, x : 3,817, x/d : 0,1081, δ : 0,7

Figura 10.7 – Combinazione SLU - Momento massimo flettente

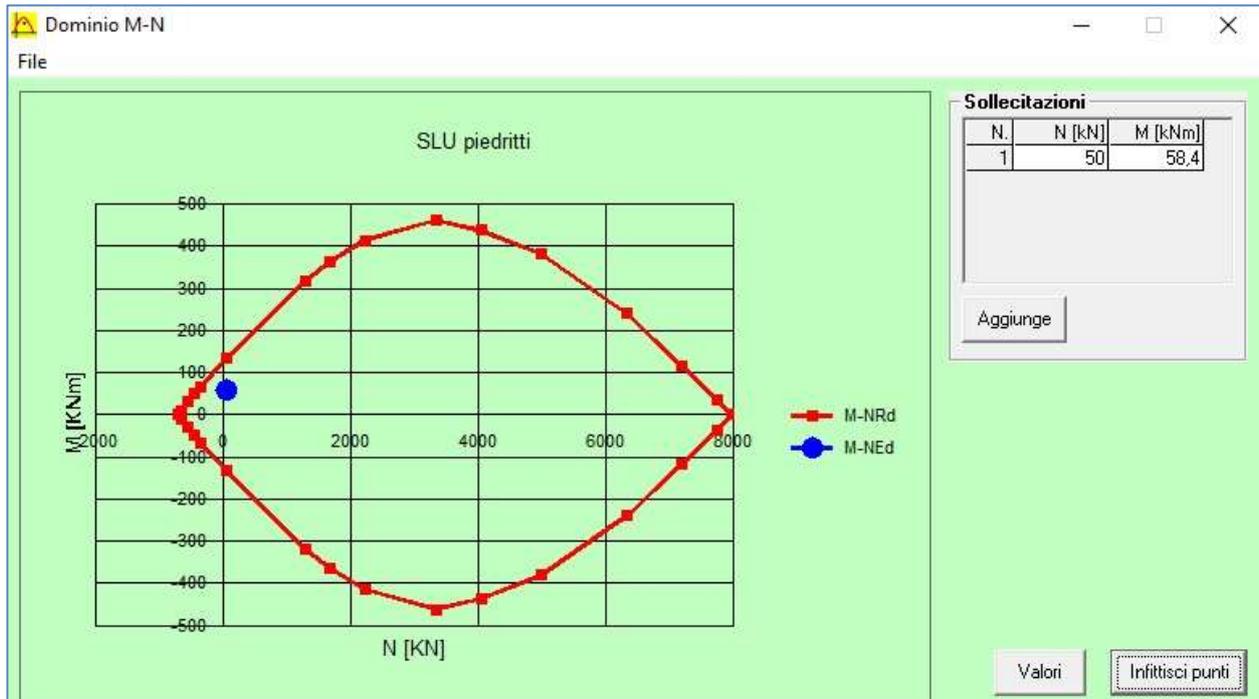


Figura 10.8 - Dominio di resistenza a flessione – Massimo momento flettente – FS = 2,3

10.3.2 Verifica SLU a Taglio

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 400$	mm altezza	$\gamma_s = 1,15$		coeff. sicurezza
$c = 47$	mm copriferro	$f_{yd} = 391,3$	MPa	resist. di calcolo

$f_{ck} = 32$ MPa resist. caratteristica Armatura longitudinale tesa:

$\gamma_c = 1,50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 6$	$\emptyset 14$	$= 9,24$	cm^2
$\alpha_{cc} = 0,85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0,00$	cm^2
$d = 353$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0,00$	cm^2
$f_{cd} = 18,13$	MPa resist. di calcolo			$9,24$	cm^2

• Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$N_{ed} = 0,0$ kN $V_{ed} = 62,7$ kN

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$	$k = 1,753$	< 2
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$v_{min} = 0,459$	
$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0,02$	$\rho_1 = 0,003$	$< 0,02$
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0,00$	MPa $< 0,2 f_{cd}$

	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
	MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$V_{Rd} = 150,8 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 162,2 \text{ kN})$
 $V_{Rd} = 162,2 \text{ kN}$ assunto pari alla resistenza minima
la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

La verifica a taglio per i piedritti risulta soddisfatta senza apposita armatura a taglio.

Le verifiche a flessione e a taglio per i piedritti risultano soddisfatte con un fattore di sicurezza FS rispettivamente pari a 2,3 e 2,6.

10.3.3 Verifica SLE - Tensione

Combinazione Rara

Sollecitazioni massime SLE Rara piedritti sezione E, F:

B:	$N_{Ed} = 77,6 \text{ kN}$	F:	$N_{Ed} = 82,9 \text{ kN}$
	$M_{Ed} = 36 \text{ kN.m}$		$M_{Ed} = 35,8 \text{ kN.m}$

Combinazione Quasi Permanente

Sollecitazioni massime SLE QP piedritti sezione E, F:

B:	$N_{Ed} = 72,5 \text{ kN}$	F:	$N_{Ed} = 81,7 \text{ kN}$
	$M_{Ed} = 23,3 \text{ kN.m}$		$M_{Ed} = 27,4 \text{ kN.m}$

Combinazione Rara

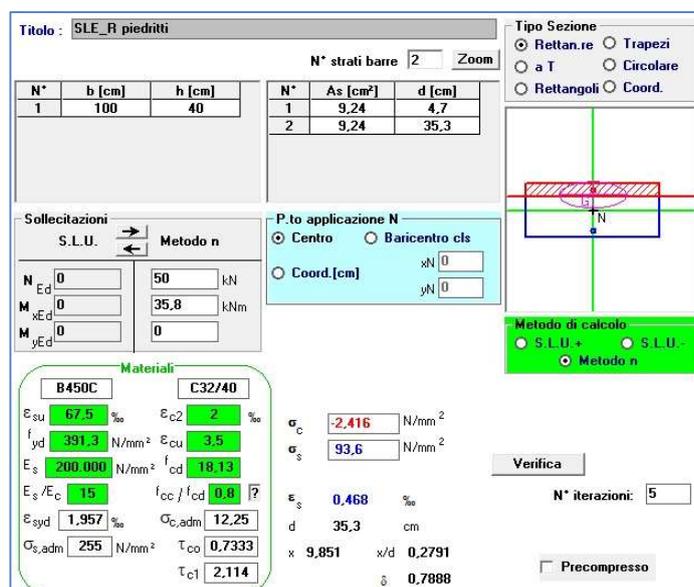


Figura 10.9 - Controllo di tensione agli SLE della sezione più sollecitata – Combinazione Rara

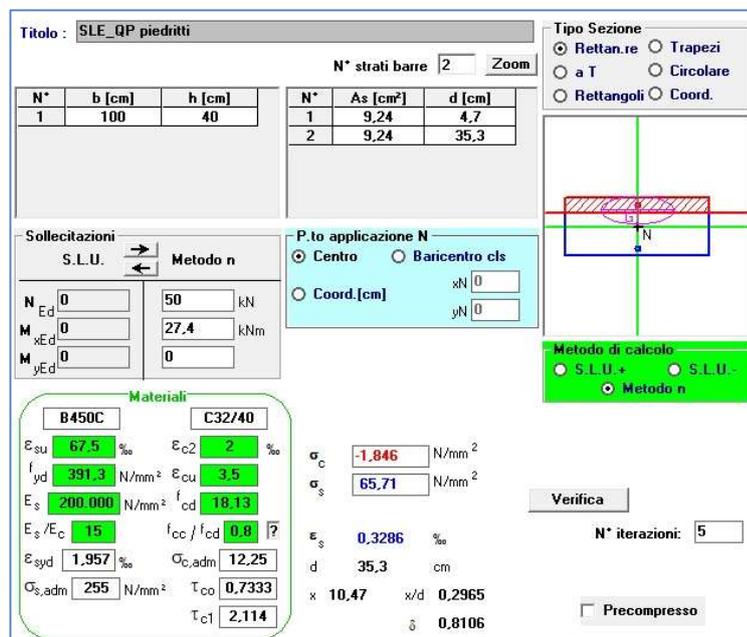
	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
	MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A

$$\sigma_s = 93,6 \text{ N/mm}^2 < 337,5 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_c = 2,42 \text{ N/mm}^2 < 17,60 \text{ N/mm}^2.$$

La verifica in combinazione rara pertanto risulta soddisfatta.

Combinazione Quasi Permanente



Titolo: SLE_QP piedritti

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	9,24	4,7
			2	9,24	35,3

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0, 50 kN
M_{xEd}: 0, 27,4 kNm
M_{yEd}: 0, 0

P.to applicazione N: Centro, Baricentro cls, Coord.[cm]

Metodo di calcolo: S.L.U. +, S.L.U. -, Metodo n

Materiali: B450C, C32/40

ϵ_{su} : 67,5 ‰, ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391,3 N/mm², ϵ_{cu} : 3,5 ‰
 E_s : 200.000 N/mm², f_{cd} : 18,13 N/mm²
 E_s/E_c : 15, f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 ϵ_{syd} : 1,957 ‰, $\sigma_{c,adm}$: 12,25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm², τ_{co} : 0,7333 N/mm², τ_{c1} : 2,114 N/mm²

σ_c : -1,846 N/mm²
 σ_s : 65,71 N/mm²
 ϵ_s : 0,3286 ‰
d: 35,3 cm
x: 10,47, x/d: 0,2965
 δ : 0,8106

Verifica N* iterazioni: 5

Precompresso

Figura 10.10 - Controllo di tensione agli SLE della sezione più sollecitata – Combinazione Quasi Permanente

$$\sigma_s = 65,7 \text{ N/mm}^2 < 337,5 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_c = 1,85 \text{ N/mm}^2 < 12,80 \text{ N/mm}^2.$$

La verifica in combinazione quasi permanente pertanto risulta soddisfatta.

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
	MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A

10.3.4 Verifica SLE - Fessurazione

Combinazione Rara

Titolo: SLE_R piedritti

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	9,24	4,7
			2	9,24	35,3

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 50 kN
 M_{xEd} 35,8 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN yN

Materiali

B450C		C32/40	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200.000 N/mm²	f _{cd}	18,13
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	12,25
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,7333
		τ _{c1}	2,114

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²

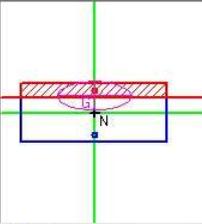
ε_s ‰
 d cm
 x w/d
 δ

Verifica

Precompresso

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Figura 10.11 - Controllo di tensione agli SLE della sezione più sollecitata – Combinazione Rara

Stato Limite di Apertura delle Fessure

Combinazione Rara

σ _s	93,6 N/mm²	Tensione nell'armatura tesa valutata nella sezione fessurata in combinazione Rara
k _t	0,4	0,4 per carichi di lunga durata, 0,6 per carichi di breve durata
f _{ctm}	3,02 N/mm²	
h _{c,eff}	101,50 mm	
A _{c,eff}	101496,7 mm²	Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura (h _{c,eff} x t _w)
ρ _{eff}	0,009	
α _e	6,30	Rapporto moduli elastici
ε _{sm}	0,0003	Deformazione unitaria media delle barre
k ₁	0,8	Per barre ad aderenza migliorata
k ₂	0,5	Caso di flessione
k ₃	3,4	
k ₄	0,425	
Φ ₁	14 mm	
Φ ₂	0 mm	
Φ _{eq}	14 mm	
Δ _{s,max}	233,84 mm	Distanza massima tra le fessure
w ₃	0,20 mm	Armatura poco sensibile
w _{d(r)}	0,11 mm	Valore di calcolo dell'apertura delle fessure

La verifica in combinazione rara pertanto risulta soddisfatta.

	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
	MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A

10.4 Verifica soletta inferiore

Si riporta, analogamente a quanto fatto per gli altri elementi strutturali, le verifiche per la soletta inferiore Sollecitazioni massime soletta inferiore sezione G, H:

G:	$N_{Ed} = 96,5 \text{ kN}$	H:	$N_{Ed} = 96 \text{ kN}$
	$T_{Ed} = 94 \text{ kN}$		$T_{Ed} = 82,2 \text{ kN}$
	$M_{Ed} = 51,3 \text{ kN.m}$		$M_{Ed} = 51,3 \text{ kN.m}$

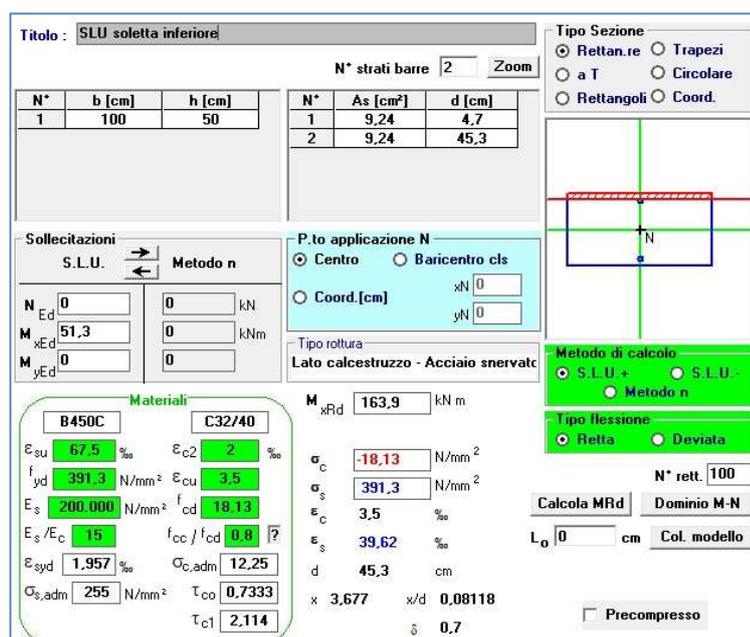
10.4.1 Verifica SLU a Flessione.

Nello specifico, nel caso in esame, considerando di predisporre la medesima armatura inferiormente e superiormente:

$$A_{s_{min}} = \frac{M_{max}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{51,3 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 453 \cdot 391,3} = 321,6 \text{ mm}^2/m$$

Si decide quindi, analogamente a quanto previsto per gli altri elementi, di inserire armatura **1+1Ø14 a passo 15 cm. (932,7 mm²/m)**

Il calcolo del momento resistente si è svolto mediante l'utilizzo del software VCASlu che ha validato il risultato analitico considerando le caratteristiche meccaniche precedentemente descritte. L'analisi è stata condotta trascurando, a favore di sicurezza, il contributo dello sforzo normale.



Titolo: SLU soletta inferiore

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	9,24	4,7
			2	9,24	45,3

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 51,3 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N: Centro

Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n

Tipo flessione: Retta

Materiali: B450C, C32/40

E_{su} 67,5 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm²
 E_s 200.000 N/mm²
 E_s/E_c 15
 E_{syd} 1,957 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²

E_{c2} 2 ‰
 ϵ_{cu} 3,5 ‰
 f_{cd} 18,13 N/mm²
 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 $\sigma_{c,adm}$ 12,25 N/mm²
 τ_{c1} 2,114 N/mm²

σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 39,62 ‰
 d 45,3 cm
 x 3,677
 x/d 0,08118
 δ 0,7

M_{xRd} 163,9 kNm

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ 0 cm **Col. modello**

Precompresso

Figura 10.12 – Combinazione SLU - Momento massimo flettente

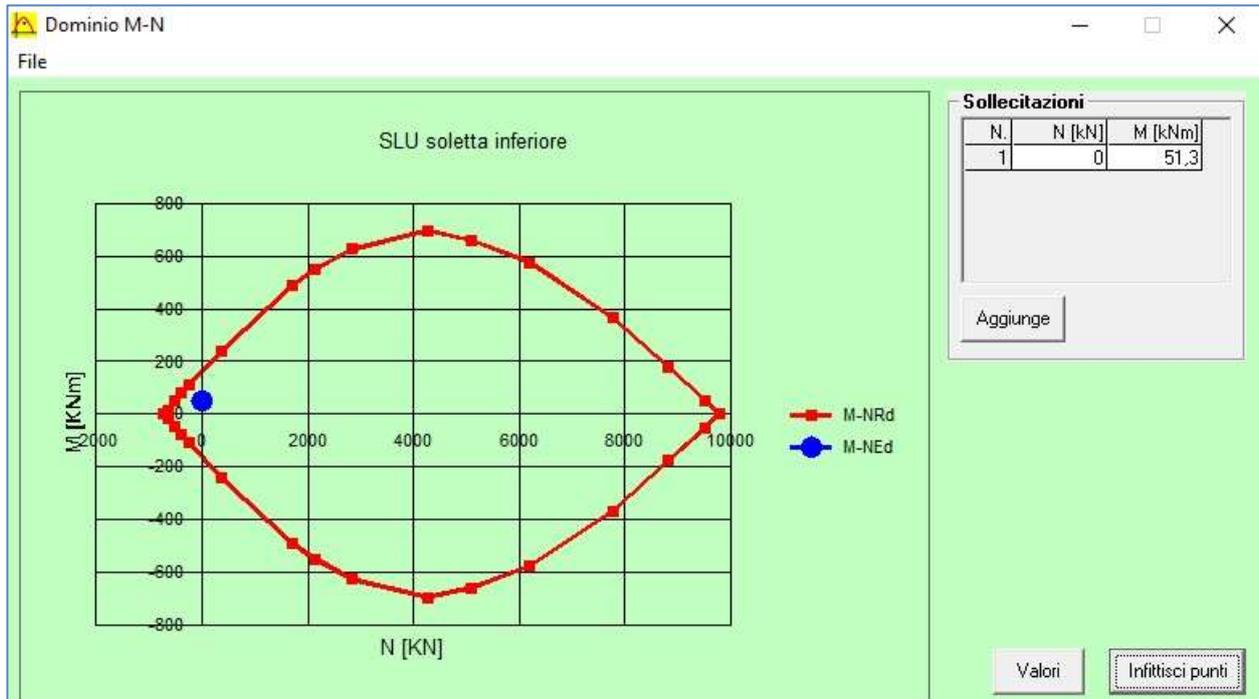


Figura 10.13 - Dominio di resistenza a flessione – Massimo momento flettente – FS = 3,2

10.4.2 Verifica SLU a Taglio

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 500$	mm altezza	$\gamma_s = 1,15$		coeff. sicurezza
$c = 47$	mm copriferro	$f_{yd} = 391,3$	MPa	resist. di calcolo

$f_{ck} = 32$ MPa resist. caratteristica Armatura longitudinale tesa:

$\gamma_c = 1,50$ coeff. sicurezza $A_{sl,1} = 6 \text{ } \emptyset 14 = 9,24 \text{ cm}^2$

$\alpha_{cc} = 0,85$ coeff. riduttivo $A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset 0 = 0,00 \text{ cm}^2$

$d = 453$ mm altezza utile $A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset 0 = 0,00 \text{ cm}^2$

$f_{cd} = 18,13$ MPa resist. di calcolo $9,24 \text{ cm}^2$

• Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$N_{ed} = 0,0$ kN $V_{ed} = 94,0$ kN

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$ $k = 1,664$ < 2

$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ $v_{min} = 0,425$

$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0,02$ $\rho_1 = 0,002$ $< 0,02$

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd}$ $\sigma_{cp} = 0,00$ MPa $< 0,2 f_{cd}$

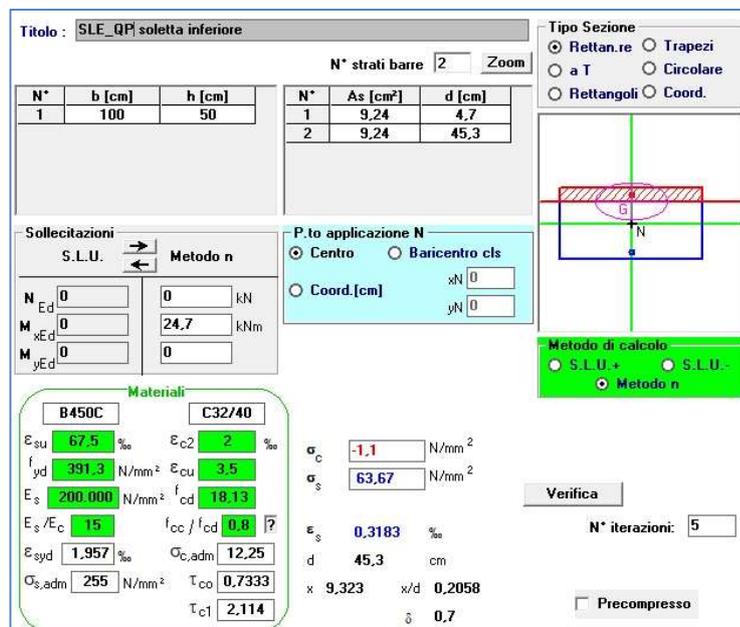
	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
	MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A

$$\sigma_s = 84,29 \text{ N/mm}^2 < 337,5 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_c = 1,45 \text{ N/mm}^2 < 17,60 \text{ N/mm}^2.$$

La verifica in combinazione rara pertanto risulta soddisfatta.

Combinazione Quasi Permanente



Titolo : SLE_QP soletta inferiore

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	9,24	4,7
			2	9,24	45,3

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 24,7 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 18,13
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12,25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,7333
	τ_{c1} 2,114

σ_c -1,1 N/mm²
 σ_s 63,67 N/mm²

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

Figura 10.15 - Controllo di tensione agli SLE della sezione più sollecitata – Combinazione Quasi Permanente

$$\sigma_s = 63,7 \text{ N/mm}^2 < 337,5 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_c = 1,1 \text{ N/mm}^2 < 12,80 \text{ N/mm}^2.$$

La verifica in combinazione quasi permanente pertanto risulta soddisfatta.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
	MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A

10.4.4 Verifica SLE - Fessurazione

Combinazione Rara

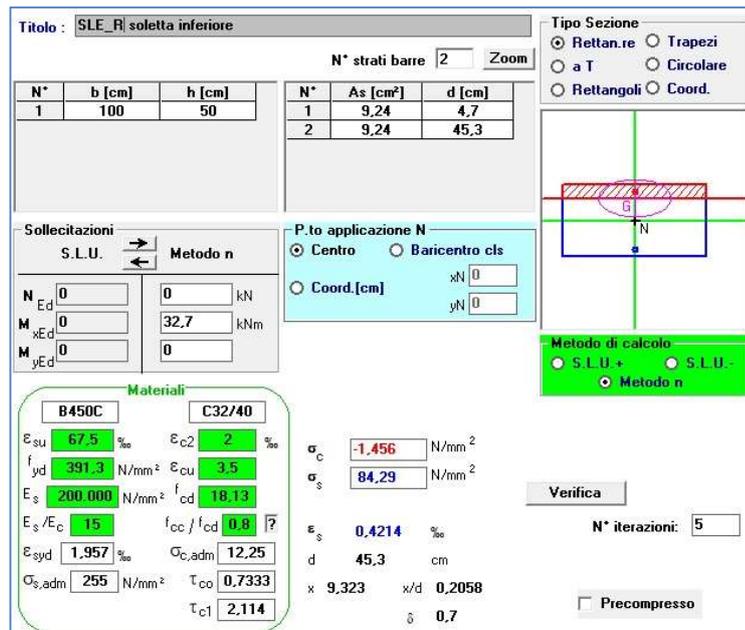


Figura 10.16 - Controllo di tensione agli SLE della sezione più sollecitata – Combinazione Rara

Stato Limite di Apertura delle Fessure

Combinazione Rara

σ_s	84,29 N/mm ²	Tensione nell'armatura tesa valutata nella sezione fessurata in combinazione Rara
k_t	0,4	0,4 per carichi di lunga durata, 0,6 per carichi di breve durata
f_{ctm}	3,02 N/mm ²	
$h_{c,eff}$	117,50 mm	
$A_{c,eff}$	117500,0 mm ²	Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ($h_{c,eff} \times t_w$)
ρ_{eff}	0,008	
α_e	6,30	Rapporto moduli elastici
ϵ_{sm}	0,0002	Deformazione unitaria media delle barre
k_1	0,8	Per barre ad aderenza migliorata
k_2	0,5	Caso di flessione
k_3	3,4	
k_4	0,425	
Φ_1	14 mm	
Φ_2	0 mm	
Φ_{eq}	14 mm	
$\Delta_{s,max}$	258,10 mm	Distanza massima tra le fessure
w_3	0,20 mm	Armatura poco sensibile
$w_{d(r)}$	0,11 mm	Valore di calcolo dell'apertura delle fessure

La verifica in combinazione rara pertanto risulta soddisfatta.

	PROGETTO DEFINITIVO SOTTOVIA SL02 – VIA LEOPARDI					
	MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO SL.0200 002	REV. A

11 VERIFICHE GEOTECNICHE

Nel caso in esame, trattando di un'opera a contatto con la falda, si ritiene opportuno, congruentemente a quanto riportato al §6.2.4.2. delle NTC18, eseguire delle verifiche geotecniche nei confronti dei possibili stati limiti di sollevamento.

A tal fine, come indicato in normativa, nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche.

Per la verifica al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, ovvero della risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

dove:

$$V_{inst} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

Per le verifiche di stabilità di sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono individuati nella Tab. 6.2.III.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Figura 11.1 - Tabella 6.2.III: coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche allo stato limite di sollevamento

Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , tali coefficienti devono essere determinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M_2).

Nel caso in esame, a favore di sicurezza, considerando la condizione più sfavorevole, si ritiene opportuno eseguire la verifica considerando come azione stabilizzante esclusivamente il valore del peso proprio dell'opera e come azione instabilizzante la risultante delle pressioni idrauliche considerando la falda a livello di esercizio (+ 0,8 m s.l.m.m)

Risulta quindi:

Verifiche nei confronti degli stati limite idraulici
Verifica di sollevamento UPL (condizione di progetto)

γ_w	10 kN/m ³	peso specifico dell'acqua
h_w	2 m	altezza della falda da estradosso fondazione
G_1 STR	599,2 kN	Peso proprio elementi strutturali
G_2 NSTR	0 kN	Peso proprio elementi non strutturali
Q_k	0 kN	azioni variabili
P	599,2 kN	carico agente
M	4 m	dimensione maggiore fondazione
N	3,5 m	dimensione minore fondazione
A	14 m ²	area di fondazione
s	20 kN/m ²	spinta idrostatica agente sull'area di fondazione
S	280 kN	risultante della spinta idrostatica
F_{stab}	539,28	azione stabilizzante
F_{instab}	308	azione instabilizzante
FS	1,75	fattore di sicurezza

La verifica a sollevamento risulta soddisfatta.



PROGETTO DEFINITIVO

SOTTOVIA

SL02 – VIA LEOPARDI

MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	SL.0200 002	A	51 DI 52

12 RIEPILOGO ARMATURE ED INCIDENZE

Si riporta di seguito il riepilogo delle armature ed il calcolo dell'incidenza per i singoli elementi strutturali dove, congruentemente a quanto riportato in Eurocodice (UNI EN 1992-1-1), per le piastre si è prevista un'armatura secondaria in quantità non inferiori al 20% dell'armatura principale.

Nel calcolo è stata considerata un incremento del 15% per tener conto della presenza di legature, spille e sovrapposizioni.

12.1 Riepilogo armature

Soletta superiore s = 0,30 m

- Armatura superiore lato lungo $\Phi 14$ ogni 150mm
- Armatura inferiore lato lungo $\Phi 14$ ogni 150mm
- Armatura superiore lato corto $\Phi 14$ ogni 150mm
- Armatura inferiore lato corto $\Phi 14$ ogni 150mm

Piedritti s = 0,40 m

- Armatura superiore lato lungo $\Phi 14$ ogni 150mm
- Armatura inferiore lato lungo $\Phi 14$ ogni 150mm
- Armatura superiore lato corto $\Phi 14$ ogni 150mm
- Armatura inferiore lato corto $\Phi 14$ ogni 150mm

Soletta inferiore s = 0,50 m

- Armatura superiore lato lungo $\Phi 14$ ogni 150mm
- Armatura inferiore lato lungo $\Phi 14$ ogni 150mm
- Armatura superiore lato corto $\Phi 14$ ogni 150mm
- Armatura inferiore lato corto $\Phi 14$ ogni 150mm

12.2 Riassunto incidenze

Si riportano le incidenze afferenti ai singoli elementi in calcestruzzo:

Soletta superiore:	145 kg/m ³
Piedritto destro:	110 kg/m ³
Piedritto sinistro:	110 kg/m ³
Soletta inferiore:	90 kg/m ³



PROGETTO DEFINITIVO

SOTTOVIA

SL02 – VIA LEOPARDI

MURI A U - RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	SL.0200 002	A	52 DI 52

13 CONCLUSIONI

In virtù di quanto sopra descritto, con particolare riferimento:

- alle caratteristiche geometriche della struttura in oggetto;
- alla tipologia di vincoli esterni;
- alle caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati;
- alle caratteristiche del terreno di fondazione;
- al modello di calcolo;
- ai carichi agenti;

si conclude che la struttura in oggetto della presente relazione è conforme ai criteri di progettazione e di resistenza indicati dalla normativa vigente.