COMMITTENTE

RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

PROGETTAZIONE

ITALFERR
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

ITINERARIO NAPOLI – BARI
RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA

Sottovia scatolare SL02 - Relazione di calcolo

SCALA: -

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
IF1W	00	D	29	CL	SL0200	001	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	G. Usai	09.2018	P. Di Nucci	09.2018	D. Aprea	09.2018	F.Arduini 09.2018

ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Dott. Ing. Fabrizio Arduini Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. 16302 sez. A

File: BO - IF1W00D29CLSL0200001A.doc		n. Elab.: 168_1

INDICE

1. PREMESSA 5

2. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO 8

2.1 DOCUMENTI REFERENZIATI 8

2.2 DOCUMENTI CORRELATI 8

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI 9

3.1 CEMENTO ARMATO 9

3.1.1 Calcestruzzo strutturale C30/37 9

3.1.2 Acciaio di armatura in barre tonde ad aderenza migliorata 10

3.1.3 Copriferro 11

3.1.4 Prove sui materiali 11

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 12

5. CRITERI PROGETTUALI 14

5.1 VITA NOMINALE 14

5.2 CLASSE D'USO 14

5.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA 14

6. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO 15

6.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G_1) 15

6.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G_2) 15

6.2.1 Ballast e armamento 15

6.2.2 Spinta del terreno 16

6.3 CARICHI ACCIDENTALI (Q_K) 17

6.3.1 Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose 17

6.3.2 Sovraccarico accidentale ferroviario mobile 17

6.3.3 Spinta sui piedritti SPACC *19*

6.3.4 Avviamento e frenata ferroviaria *19*

6.3.5 Sovraccarico accidentale stradale mobile *20*

6.3.6 Accelerazione o frenata stradale *21*

6.4 VARIAZIONE TERMICA 22

6.5 RITIRO E VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO 22

6.6 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA 23

6.6.1 Azione sismica di progetto *23*

6.6.2 Sovraspinta sismica *25*

7. COMBINAZIONI DI CARICO 27

8. MODELLAZIONE STRUTTURALE 33

8.1 MODELLO DI CALCOLO 33

8.2 MODELLAZIONE DELL'INTERAZIONE SUOLO-STRUTTURA 34

9. RISULTATI DELLE ANALISI 37

9.1 CONFRONTO SOLLECITAZIONI PER SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE 37

9.2 RISULTATI DELLE ANALISI STRUTTURALI 39

10. VERIFICHE STR 48

10.1 VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE 48

10.1.1 Soletta di copertura e soletta di fondazione *48*

10.1.2 Piedritti *48*

10.2 VERIFICHE A TAGLIO 49

10.2.1 Soletta di copertura e soletta di fondazione *49*

10.2.2 Piedritti *50*

10.3 VERIFICHE A FESSURAZIONE 51

10.3.1 Soletta di copertura e soletta di fondazione *52*

10.3.2 Piedritti *53*

11. VERIFICHE GEO 55

12. INCIDENZA ARMATURE 60

13. CALCOLO DEI MURI D'ALA 61

1. PREMESSA

Nell'ambito dell'Itinerario Napoli-Bari si inserisce il Raddoppio della Tratta Bovino - Orsara oggetto della Progettazione Definitiva in esame.

Nella presente relazione sono illustrati i calcoli e le verifiche del Sottovia scatolare SL02. La struttura ha uno sviluppo longitudinale in asse tracciato di circa 32,20m, trasversalmente le sezioni principali del sottovia sono due:

- Per la prima sezione la larghezza interna è di 8,00m ed ha un'altezza netta di 6,60m. I piedritti hanno spessore pari a 0,80m, mentre la soletta di fondazione ha uno spessore di 0,90m, così come la soletta superiore.
- Per la seconda sezione la larghezza interna è di 8,00m ed ha un'altezza netta di 6,50m. I piedritti hanno spessore pari a 0,80m, mentre la soletta di fondazione ha uno spessore di 0,90m e la soletta superiore ha uno spessore di 1,05m.

Nel presente documento verrà analizzata e verificata la prima delle due sezioni.

Figura 1-1 – Pianta Sottovia scatolare SL02

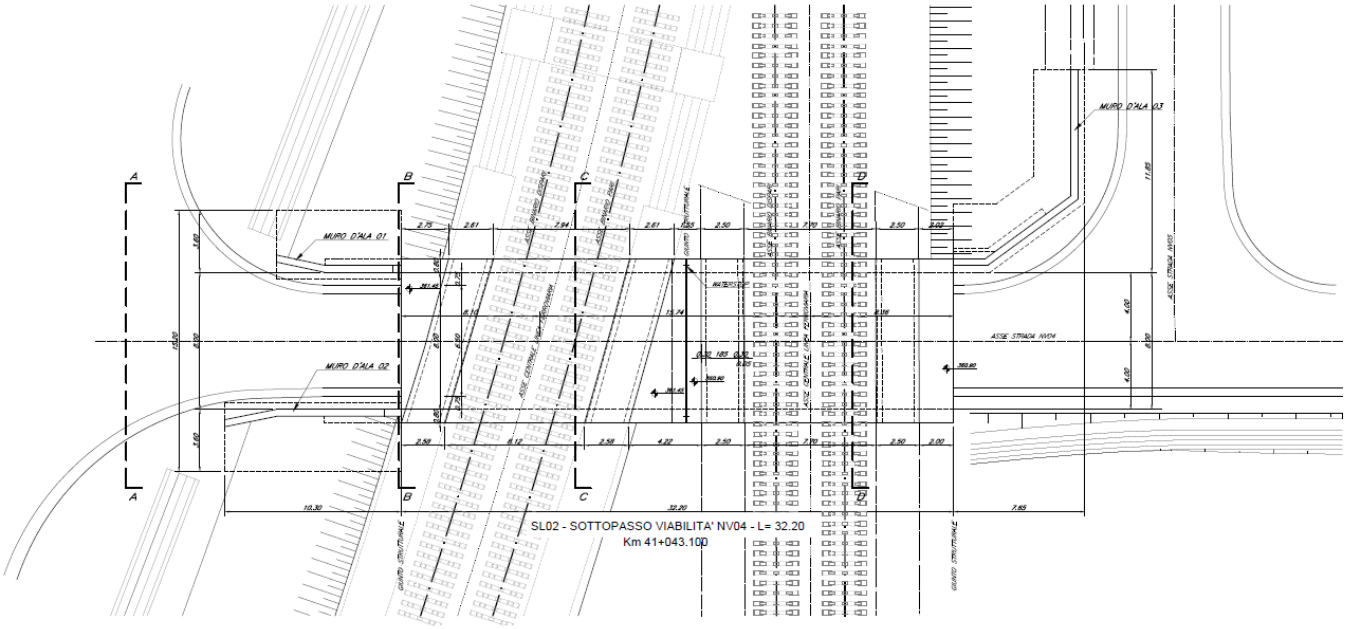


Figura 1-2 – Sezione longitudinale Sottovia scatolare SL02

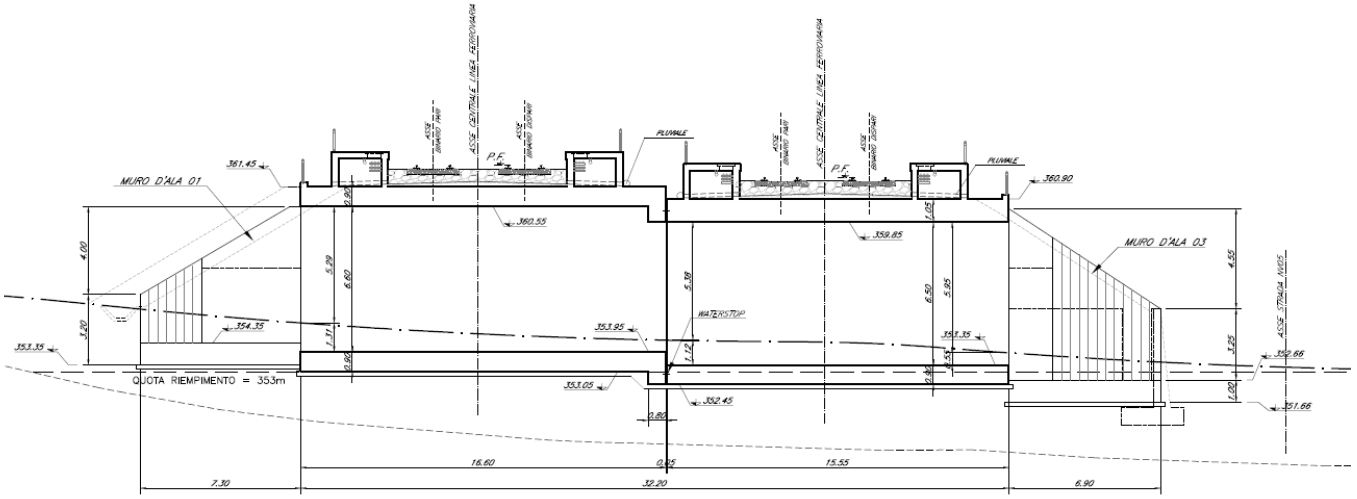
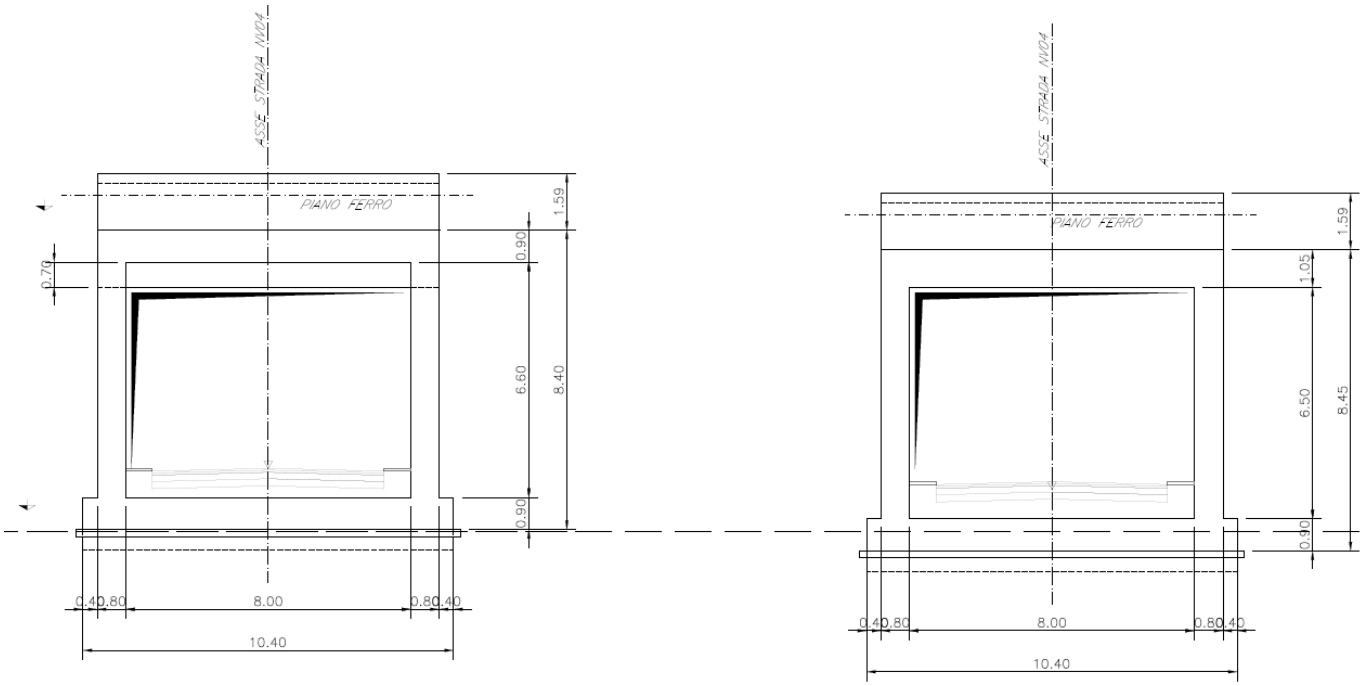


Figura 1-3 – Sezioni trasversali Sottovia scatolare SL02



Il sottovia, in ingresso e in uscita, è completato da opere di sostegno costituite da muri d'ala di sezioni e altezze variabili. Tra questi il Muro d'ala 02 è quello che presenta le geometrie più rilevanti, con altezza

massima di 7,30m e spessore variabile dalla sommità verso il piede da 0,40m a 1,00m. La scarpa di fondazione ha spessore 1,00m ed è lunga complessivamente 4,00m.

Di seguito si riportano le sezioni del muro di sostegno.

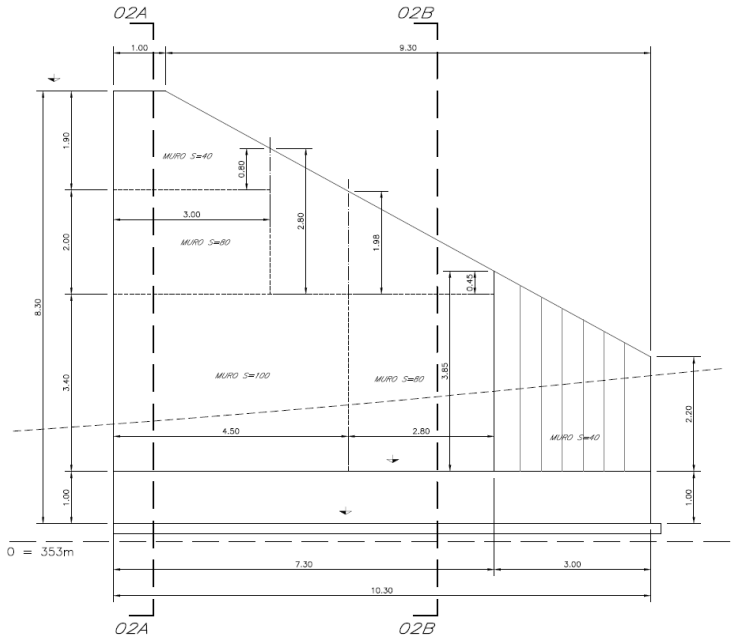


Figura 1-4 – Sezione longitudinale muro d'ala Sottovia scatolare SL02

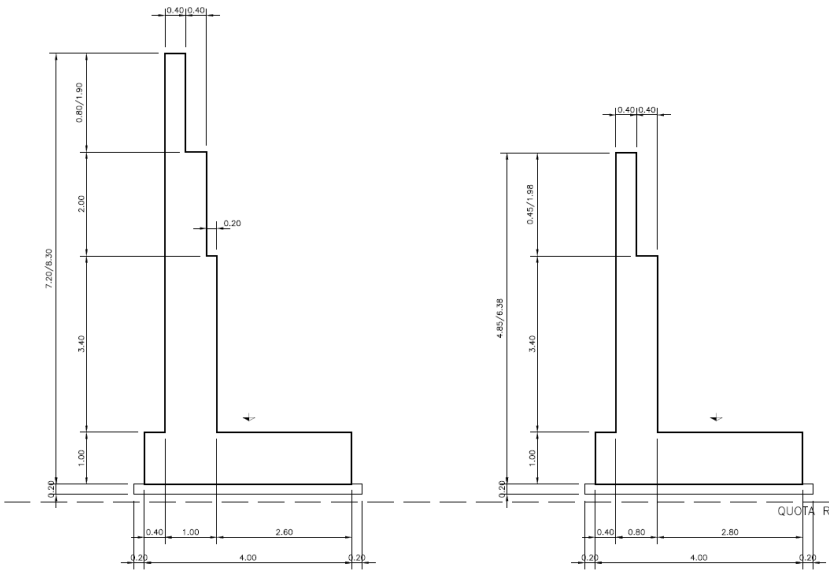


Figura 1-5 – Sezione trasversale muro d'ala Sottovia scatolare SL02

2. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1 Documenti referenziati

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

Rif. [1] - Nuove norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);

Rif. [2] - Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;

Rif. [3] - Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.

Rif. [4] - UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;

Rif. [5] - UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità;

Rif. [6] - UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno.

Rif. [7] 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

Rif. [8] RFI Manuale di progettazione delle opere civili parte II - sezione 2 - Ponti e strutture

Rif. [9] RFI Manuale di progettazione delle opere civili parte II - sezione 3 - Corpo stradale

2.2 Documenti correlati

Rif. [10] IF1W00D29PZSL0200001A SL02 - Sottovia scatolare – Pianta sottopasso e pianta fondazioni

Rif. [11] IF1W00D29BZSL0200001A SL02 - Sottovia scatolare – Carpenterie e particolari costruttivi Tav. 1

Rif. [12] IF1W00D29BZSL0200002A SL02 - Sottovia scatolare – Carpenterie e particolari costruttivi Tav. 2

Rif. [13] IF1W03D11GEOC0000001-BO_Bovino

Rif. [14] 180705_BO 03 Profilo geotecnico tratta allo scoperto – Raccordo provvisorio

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Cemento armato

3.1.1 Calcestruzzo strutturale C30/37

Si riportano di seguito due tabelle riepilogative del tipo e delle caratteristiche del calcestruzzo adottato:

R_{ck}	37	(N/mm^2)
f_{ck}	30	(N/mm^2)
f_{cm}	38,7	(N/mm^2)
α_{cc}	0,85	(-)
γ_c	1,5	(-)
f_{cd}	17,40	(N/mm^2)
f_{ctm}	2,94	(N/mm^2)
f_{ctk}	2,06	(N/mm^2)
f_{ctd}	1,37	(N/mm^2)
f_{cfm}	3,53	(N/mm^2)
f_{cfk}	2,06	
Ec	33019	(N/mm^2)

dove:

$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$ = Resistenza cilindrica caratteristica

$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (N/mm^2) = Resistenza cilindrica media a compressione

α_{cc} = Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli: α_{cc} (t > 28gg) = 0.85

γ_c = 1.5; viene ridotto a 1.4 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valore medio della resistenza) non superiore al 10%:

$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$ = Resistenza di calcolo a compressione

$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$ [per classi ≤ C50/60] = Resistenza cilindrica media a trazione

$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$ = Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$ = Resistenza di calcolo a trazione

f_{cfm} = 1.2· f_{ctm} = Resistenza media a trazione per flessione

f_{cfk} = 0.7· f_{cfm} = Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$ = Modulo Elastico

Coefficiente di Poisson:

Secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.4 della NTC2018, per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato).

Coefficiente di dilatazione termica:

In sede di progettazione, o in mancanza di una determinazione sperimentale diretta, per il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo può assumersi un valore medio pari a 10 x 10^{-6} °C-1 (NTC2018 – 11.2.10.5).

3.1.2 Acciaio di armatura in barre tonde ad aderenza migliorata

Si adotta acciaio tipo B450C come previsto al punto 11.3.2.1 delle NTC2018, per il quale si possono assumere le seguenti caratteristiche:

f_{tk}	540	(N/mm^2)
f_{yk}	450	(N/mm^2)
γ_s	1,15	(-)
f_{yd}	391,3	(N/mm^2)
f_{bk}	4,36	(N/mm^2)
f_{bd}	2,90	(N/mm^2)
Es	210000	(N/mm^2)

dove:

f_{tk} = 540 N/mm^2 = Resistenza caratteristica di rottura

f_{yk} = 450 N/mm^2 = Resistenza caratteristica a snervamento

γ_s = 1.15 = Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio.

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ = 391.3 N/mm^2 = Resistenza di calcolo

$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$ = Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza acciaio-calcestruzzo

$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$ = Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$\eta = 1.0$ – per barre di diametro $\Phi \leq 32$ mm;

$\gamma_c = 1.5$ – Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo.

$E_s = 210000$ N/mm^2 = Modulo Elastico

3.1.3 Copriferro

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 2.2.2009, riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC.

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p elementi a piastra		cavi da c.a.p altri elementi	
Cmin	Co	ambiente	C≥Co	Cmin≤C<Co	C≥Co	Cmin≤C<Co	C≥Co	Cmin≤C<Co	C≥Co	Cmin≤C<Co
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	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

Ai valori riportati nella tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm. Si riportano di seguito i copriferri adottati, determinati in funzione della classe del cls e delle condizioni ambientali.

	Ambiente	Copriferro minimo	Tolleranza di posa	Copriferro nominale
Strutture scatolari interrate	Aggressivo	25	10	35

In definitiva si prescrive che il copriferro netto non deve essere inferiore a 40mm.

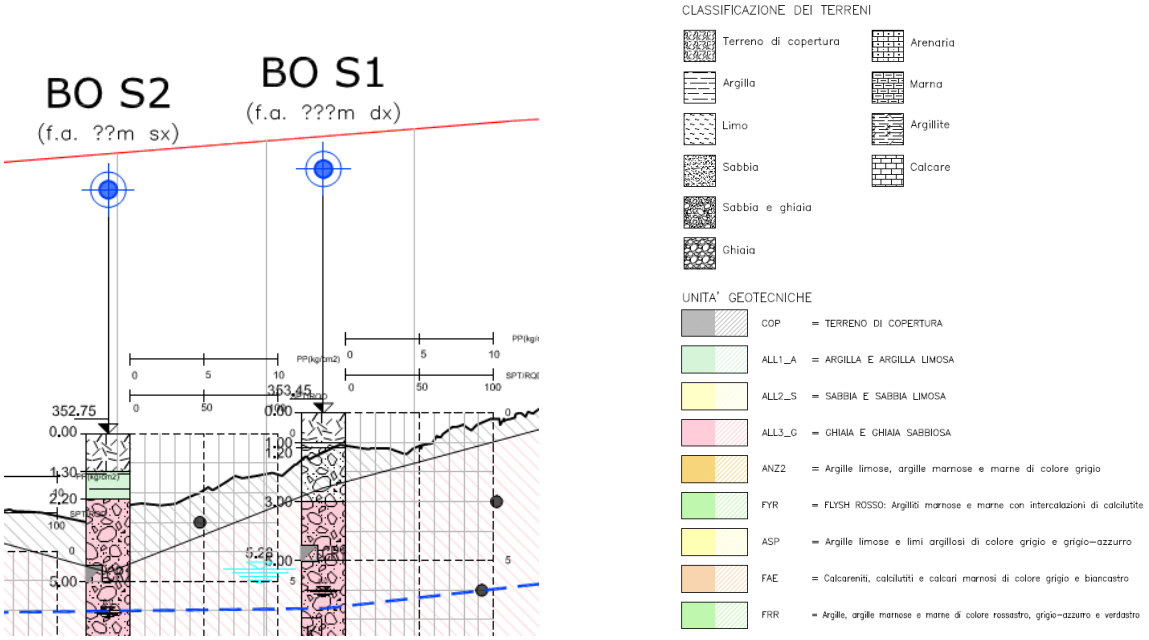
3.1.4 Prove sui materiali

La costruzione delle strutture dovrà essere eseguita nel rispetto delle specifiche d'istruzione tecnica FS 44/M - REV. A DEL 10/04/00.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Di seguito si riporta il profilo geotecnico di riferimento per il sottovia scatolare SL02 oggetto della presente, situato al km 41+034 della viabilità NV04. Si prendono come riferimenti i sondaggi BO S1 e BO S2 di cui ai Rif. [10] e Rif. [14]. Si riporta di seguito uno stralcio di quest'ultimo elaborato.

Figura 4-1 – Stralcio profilo geotecnico tratta di riferimento



Dal sondaggio di riferimento e dalle misure piezometriche (§ 4.1 Rif. [10]), si ricava la seguente stratigrafia di riferimento.

Tabella 4-1 Stratigrafia e falda di riferimento

Strato	Profondità Da (m da p.c.)	Profondità a (m da p.c.)	Descrizione
1	0.0	2.0	Terreno di copertura
2	2.0	6.6	Depositi alluvionali (ALL3_G)
3	6.6	>30	Argille (ASP)
Profondità della falda: 5m da p.c.			

L'imposta fondazione si attesta ad una profondità media di 3m dal piano campagna.

Si conclude che l'imposta fondazione è situata sullo strato di depositi alluvionali ALL3_G, al disopra della quota di falda, individuata a 5m dal piano campagna.

Si riportano di seguito i parametri geotecnici caratteristici per la stratigrafia di riferimento.

Tabella 4-2 Parametri geotecnici caratteristici dei terreni della tratta Bovino (valore medio indicato tra parentesi quadre [ ])

	Terreno di Copertura	ALL3_G	ASP		SID
γ [kN/m^3]	18.0÷18.6 [18.3]	18.0÷20.2 [19.0]	19.0÷21.0 [20.0]		19.0÷20.5 [19.0]
IP [%]	18÷40 [21]	-	20÷45 [30]		45÷97 [60]
c_u [kPa]	75÷250 [130]	-	z≤20m	130÷300 [180]	230÷500 [280]
			z>20m	200÷300 [250]	
φ' [°]	24	36÷59 [36]	20÷30 [22]		26
c' [kPa]	10	0.0	20÷40 [26]		58
E_u/C_u	403	-	228		268
E_0 [MPa]	40÷340 [85]	145÷846 [367]	z≤15m	266÷1258 [367]	314÷1112 [423]
			z>15m	453÷1258 [689]	
$E_{op,1}$ [MPa]	8÷68 [17]	29÷169 [73]	z≤15m	53÷251 [73]	62÷222 [84]
			z>15m	90÷251 [137]	
$E_{op,2}$ [MPa]	4÷34 [8.5]	14÷84 [36]	z≤15m	26÷125 [36]	31÷111 [42]
			z>15m	45÷125 [68]	
c_c [-]	dato non disponibile	-	$7.5*10^{-2}$		$7.8*10^{-2}$
c_r [-]	dato non disponibile	-	$1.3*10^{-2}$		$1.3*10^{-2}$
$c_{o\varepsilon}$	dato non disponibile	-	$2.6*10^{-3}$		$2.7*10^{-3}$
c_v [m^2/s]	$2.0*10^{-7}$÷$4.0*10^{-7}$ [$2.5*10^{-7}$]	-	$5.0*10^{-8}$÷$5.0*10^{-7}$ [$1.0*10^{-7}$]		$1.5*10^{-8}$÷$1.3*10^{-7}$ [$1.0*10^{-7}$]
e_0 [-]	0.77÷0.87 [0.8]	0.41÷0.56 [0.45]	0.45÷0.70 [0.50]		0.50÷0.80 [0.57]
OCR [-]	2÷10 [4]	-	1÷13 [7]		4÷13 [6]
υ' [-]	0.3	0.3	0.3		0.3
k [m/s]	$2.0*10^{-6}$	$4.0*10^{-5}$÷$2.0*10^{-5}$ [$2.4*10^{-5}$]	$3.0*10^{-10}$÷$1.0*10^{-6}$ [$7.0*10^{-9}$]		$8.0*10^{-11}$÷$2.0*10^{-10}$ [$1.0*10^{-10}$]
Caratterizzazione dinamica	-	-	α =7.42		
			β =0.68		
			λ =-2.417		
			D_{max} = 0.3058		

I parametri verranno utilizzati per la caratterizzazione dell'interazione terreno-struttura, ricavando la costante di sottofondo alla Winkler da utilizzare nella modellazione del suolo sotto la fondazione del manufatto (vedi § 8.2).

5. CRITERI PROGETTUALI

5.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel presente caso l'opera viene inserita nella seguente tipologia di costruzione:

2 - Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale

La cui vita nominale è pari a: 75 anni.

5.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera appartiene alla seguente classe d'uso:

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Il coefficiente d'uso è pari a: 1.50.

5.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione al periodo di riferimento VR ricavato, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso Cu.

Pertanto VR = 75 x 1.5 = 112.5 anni

6. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo la normativa di riferimento 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 lunghezza unitaria, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

6.1 Carichi permanenti strutturali (G_1)

Il peso proprio dello scatolare viene calcolato in automatico dal programma di calcolo utilizzato, una volta definite le geometrie e le proprietà dei materiali. Le geometrie del manufatto sono di seguito riportate:

- Spessore soletta di fondazione: 0,90 m;
- Spessore piedritti: 0,80 m;
- Spessore soletta di copertura: 0,90 m;
- Larghezza netta: 8,00 m;
- Altezza netta (max): 6,60 m.

6.2 Carichi permanenti non strutturali (G_2)

6.2.1 Ballast e armamento

Sulla soletta di copertura (di sostegno alla linea ferroviaria) si considera il seguente carico:

- Ballast e armamento: 0.80 m x 18.00 kN/m^3 = **14.40** kN/m^2
- Barriere antirumore: 3.0 kN/m^2 x 8.0 m = **24.00** kN/m

considerando un peso delle barriere di 300 kg/m^2 e un'altezza di 8m.

Sulla soletta di fondazione (di sostegno alla tratta stradale), considerando anche lo spessore di riempimento sotto il manto stradale (vedi sezione longitudinale Rif. [12]), si considera il seguente carico:

- Ballast e riempimento: 0.12 m x 22.00 + 0.80 m x 18.00 kN/m^3 = **17,04** kN/m^2

6.2.2 Spinta del terreno

Le spinte del terreno di rinfianco vengono calcolate assumendo alternativamente uno scenario di spinta non equilibrata sui due piedritti con spinta a riposo sul piedritto sinistro e spinta a riposo ridotta a 0.60 sul piedritto destro. In aggiunta, si considera anche la condizione di carico con spinte equilibrate su entrambi i piedritti. La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta a riposo k_0.

$$\sigma = \gamma \, z \, K_0$$

$$S = 1/2 \, \gamma \, H^2 \, K_0$$

Facendo riferimento alla sezione trasversale in Figura 1-3, si considera anche la spinta del terreno di rinfianco sui piedritti, che si ipotizza, conservativamente, presente fino alla sommità dei piedritti per l'intero sviluppo del sottovia e di caratteristiche geotecniche analoghe al terreno ALL3_G.

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

Coeff. Spinta a riposo	K_0	1 - sen (36°) =	0,412	
Pressione alla quota di estradosso sol. sup.	p1	$\Upsilon \cdot z1 \cdot K_0$ =	0,00	kN/m^2
Pressione in asse sol. sup.	p2	$\Upsilon \cdot z2 \cdot K_0$ =	**3,52**	kN/m^2
Pressione in asse sol. inf.	p3	$\Upsilon \cdot z3 \cdot K_0$ =	**58,74**	kN/m^2
Pressione alla quota di intradosso sol. inf.	p4	$\Upsilon \cdot z4 \cdot K_0$ =	62,27	kN/m^2
Spinta semispessore sol. sup.	F1	(p1+p2)/2·sp/2 =	**0,79**	**kN/m**
Spinta semispessore sol. inf.	F2	(p3+p4)/2·sp/2 =	**27,23**	**kN/m**

dove:

z1 =	0	m
z2 = z1 + sp/2	0,45	m
z3 = z2+ h + sp	7,5	m
z4 = z3 + sp/2	7,95	m

Sui piedritti è stato quindi applicato un carico concentrato simulante la spinta sul semispessore delle solette superiore e inferiore, rispettivamente pari a F1 e F2.

6.3 Carichi accidentali (Q_k)

6.3.1 Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose

La struttura è stata calcolata secondo due disposizioni dei carichi mobili:

- Condizione Q_M: disposizione dei carichi per massimizzare le sollecitazioni flettenti sul traverso
- Condizione Q_T: disposizione dei carichi che massimizza il taglio sul traverso

Per la condizione di carico Q_M il sovraccarico ferroviario Q_{vk} (definito al § 6.3.2) viene applicato al centro della soletta di copertura del sottovia su un'impronta di carico di 6,4m, mentre il carico distribuito q_{vk} sui tratti rimanenti. Per la condizione di carico Q_T il sovraccarico ferroviario Q_{vk} viene applicato agli estremi della soletta di copertura del sottovia su un'impronta di carico di 6,4m (Q_T sarà dato dall'inviluppo delle condizioni Q_T1 e QT_2 in Figura 6-1), mentre il carico distribuito q_{vk} viene applicato sui tratti rimanenti.

Di seguito uno schema dell'applicazione dei carichi ferroviari in base alle condizioni suddette.

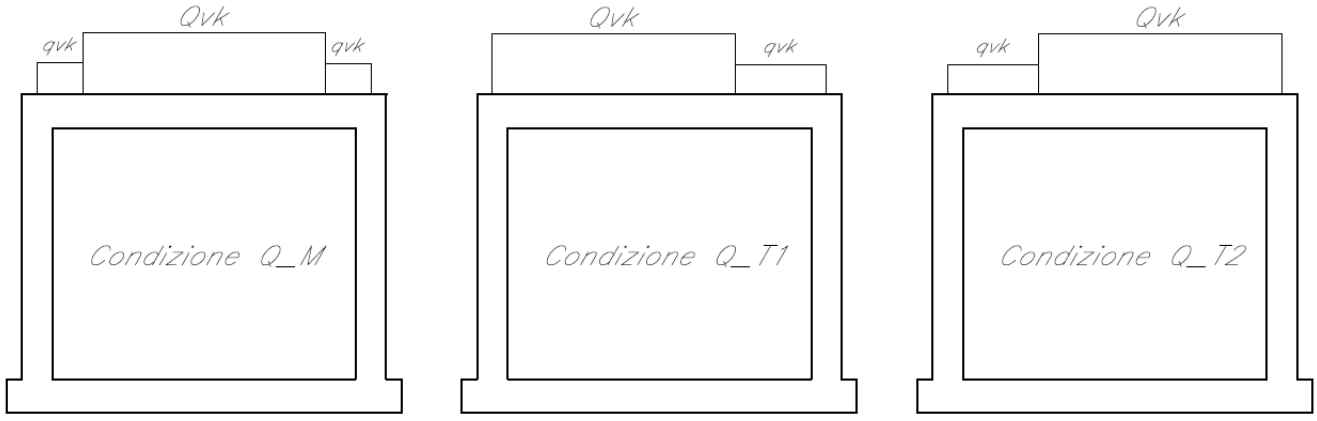


Figura 6-1 – Disposizione carichi per realizzazione condizioni più gravose

6.3.2 Sovraccarico accidentale ferroviario mobile

Per quanto attiene il sovraccarico ferroviario si applica il peggiore tra il carico verticale dovuto al treno SW/2 pari a 150 kN/m x 1 e il carico verticale dovuto al treno LM71 pari a 250 kN / 1.6 m x 1.1 = 172.0 kN/m uniformemente distribuito su una larghezza trasversale di calcolo.

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"	
	PONTI CAT. "A"	PONTI CAT. "B"
LM 71	1.1	0.83
SW / 0	1.1	0.83
SW / 2	1.0	0.83

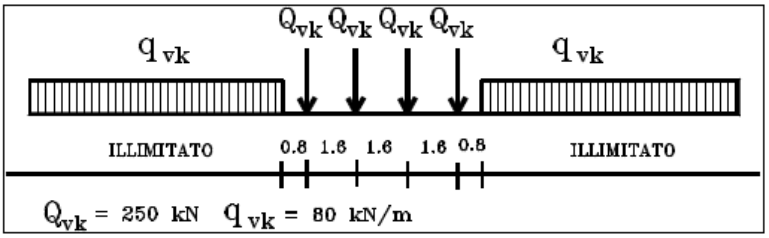
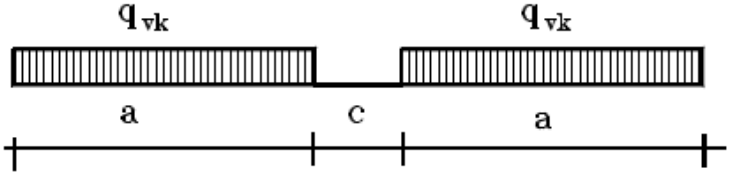


Figura 6-2 – Treno di carico LM71



Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Figura 6-3 – Treno di carico SW

In questo caso si applicherà il carico dovuto a:

LM71 quattro assi da 250 kN e distribuito di 80 KN/m^2

Il coefficiente di amplificazione dinamica Φ_3 (per linee con ridotto standard manutentivo) viene calcolato in base alla tab. 5.2.II NTC2018 – p.to 5.3 (portali a luce singola a tre campate) ed è pari a:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73$$

nella quale L_ϕ è pari a $1.3 \cdot L_m$ con $L_m = (1/3) \cdot (L_{soletta} + 2 \cdot H_{piedritti})$. Si avrà quindi:

$\Phi_3 = 1.39$. Si prende quindi in considerazione: $\Phi_3 = 1.35$

La diffusione dei carichi attraverso il ballast avviene con pendenza 1:4 mentre, attraverso il resto degli strati dei diversi materiali con pendenza 1:1.

Carico verticale sulla soletta di copertura:

Larghezza traversa	Lt		2,4	m
Impronta di carico long	Ld1	2,4 + 2 x (0.35/4+0.00+0,90/2) =	3,48	m
Impronta di carico trasv	Ld2	0.8+1.6+1.6+1.6+0.8=	6,40	m
Qvk totale			1000	kN
Qvk ripartito	**Qvk**	1.1 · 1.35 · 1000/(3.48 · 6.40) =	**66,77**	**kN/m²**
qvk distribuito totale			80	kN/m
qvk ripartito	**qvk**	1.1 · 1.35 · 80 / 3.48 =	**33,65**	**kN/m²**

6.3.3 Spinta sui piedritti SPACC

Per considerare la presenza di un sovraccarico da traffico gravante a tergo, si considera un carico uniformemente distribuito. Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a:

$S = k0 \cdot q \cdot H$

con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste.

La spinta del sovraccarico a tergo del rilevato verrà considerata agente sia su un solo piedritto per massimizzare lo sbilanciamento e sia su entrambi i piedritti.

Spinta del carico accidentale (Condizioni SPACCSX e SPACCDX)

p = 0,412 · 1,1 · 1000 / (3,48 x 6,4) = **20,34 kN/m²**

6.3.4 Avviamento e frenata ferroviaria

Si associano al convoglio di progetto le azioni di avviamento del carico LM71 in quanto maggiormente gravose per la struttura in esame. Le azioni in esame vengono ripartite trasversalmente sulla sola larghezza di diffusione trascurando di fatto il ruolo di diaframma della soletta stessa che ripartirebbe le azioni orizzontali sull'intera opera.

$Q_{avv} = 33/L_{d1}$ = **9,48 kN/m²**

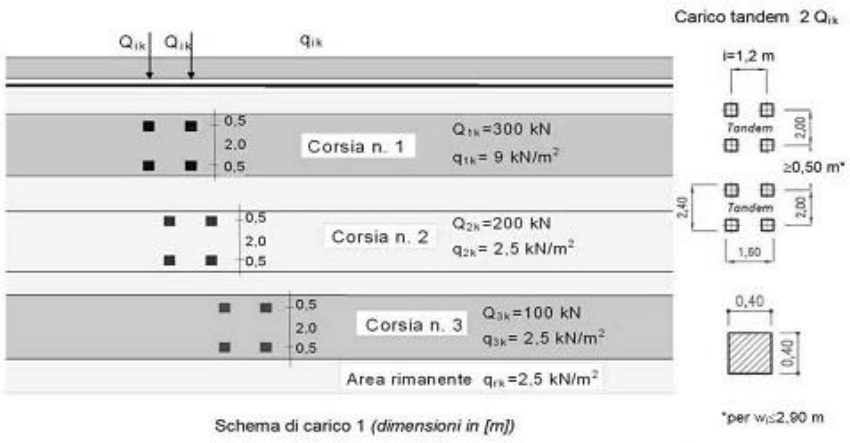
6.3.5 Sovraccarico accidentale stradale mobile

In conformità alla normativa di riferimento NTC2018 Rif. [1], si prendono in considerazione i seguenti carichi mobili, per ponti di 1ª categoria:

- prima colonna di carico costituita da due carichi assiali Q_{1k} = 300 kN e un carico uniformemente distribuito q_{1k} = 9 kN/m^2 su una larghezza convenzionale di 3,00m;
- seconda colonna di carico analoga alla prima, ma con carichi rispettivamente pari a Q_{2k} = 200 kN e q_{2k} = 2,5 kN/m^2
- terza colonna di carico analoga alla prima, ma con carichi rispettivamente pari a Q_{3k} = 100 kN e q_{3k} = 2,5 kN/m^2
- quarta colonna di carico e/o area rimanente costituita da un carico uniformemente distribuito pari a q_{rk} = 2,5 kN/m^2

La dimensione delle impronte dei carichi tandem e la loro posizione relativa è riportata nella sottostante figura. I valori dei carichi stradali forniti sono già comprensivi degli incrementi di natura dinamica.

Figura 6-4 – Schema di carico 1 (dimensioni in [m])



In relazione alle dimensioni della carreggiata, sono state considerate n.2 “corsie convenzionali” di larghezza 3,00m più una fascia parte rimanente di larghezza pari rispettivamente a 2,0m.

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta.

Determinazione della larghezza di diffusione dei carichi mobili:

$h_{Ballast}$ = 0,12 m

$h_{soletta}$ = 0,9 m

$h_{ricoprimento}$ = 0,80 m

Secondo quanto riportato al § C5.1.3.3.7.1 della circolare 02.02.2009 n.617 Rif. [2], si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga a=3,0 m e lunga b=2,20 m. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 30°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante.

Calcolo area di diffusione dei carichi:

$a_1 = 3{,}00 + 2 \cdot (0{,}12 + 0{,}8 + 0{,}9/2) \cdot tg30° = 3{,}66$ m

$b_1 = 2{,}20 + 2 \cdot (0{,}12 + 0{,}8 + 0{,}9/2) \cdot tg30° = 2{,}86$ m

Il carico distribuito equivalente totale dato dai carichi mobili sarà quindi la somma delle seguenti componenti:

$Q_{1k,eq} = 600 / (a_1 \cdot b_1) = 57{,}38$ kN/m^2

$q_{1k} = 9{,}00$ kN/m^2

$Q_{acc,m}$ = **66,38** kN/m^2

6.3.6 Accelerazione o frenata stradale

La forza di frenamento/accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$180 \text{ kN} < q3 = 0{,}6\ (2Q_{1k}) + 0{,}10 q_{1k} \cdot w_1 \cdot L < 900$ kN

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata, pari a:

L = 8,00 m. Si ha quindi:

$q_3 = 0{,}6 \cdot (2 \cdot 300) + 0{,}1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 8 = 386{,}46$ kN

La forza calcolata è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza complessiva dello scatolare e include gli effetti di interazione:

$Q_3 = q_3 / (w_1 \cdot L) = 404{,}01 / (3 \cdot 8) =$ **13,14 kN/m^2**

Avendo trascurato, conservativamente, la larghezza di diffusione del carico dovuta all'approfondimento dello scatolare.

6.4 Variazione termica

La variazione termica uniforme applicata al traverso è pari a:

$\Delta T = \pm 15°C$

Essendo il ricoprimento superiore a 2.5 m si trascura la variazione termica a farfalla. Per il coefficiente di dilatazione termica si assume α = 10 E-6.

6.5 Ritiro e viscosità del calcestruzzo

Gli effetti del ritiro del calcestruzzo sono valutati impiegando i coefficienti indicati al punto 11.2.10.6 delle NTC2018.

La deformazione totale da ritiro è data dalla somma della deformazione per ritiro da essiccamento e della deformazione da ritiro autogeno. Il ritiro è stato applicato mediante una variazione termica equivalente pari a **14.5°** ed un'umidità relativa del 75% a 7 gg. Di seguito i calcoli eseguiti.

f_{ck}=	32	Mpa	*Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione*
UR=	75	%	*Umidità Relativa*
ε_{co}=	-0,304	°/₀₀	*Deformazione per Ritiro da Essiccamento*
A_c=	0,9	m^2	*Area della Sezione in Conglomerato*
u=	8	m	*Perimetro della Sezione in Conglomerato esposto all'Aria*
h_0=	225	mm	*Dimensione Fittizia pari al rapporto $2A_c/u$*
k_h=	0,825		
$\varepsilon_{cd,\infty}$=	-0,251	°/₀₀	*Deformazione per Ritiro da Essiccamento (a Tempo infinito)*
$\varepsilon_{ca,\infty}$=	-0,055	°/₀₀	*Deformazione per Ritiro da Autogeno (a Tempo infinito)*
ε_{cs}=	-0,306	°/₀₀	*Deformazione per Ritiro Totale (a Tempo infinito)*
$\phi(t_\infty,t_0)$=	2		*Coefficiente di Viscosità a t=∞*
α=	1,00E-06	$°C^{-1}$	
ΔT_{eq}=	-30,58	°C	
$\Delta T_{eq(t\infty)}$=	**-16,04**	°C	

6.6 Valutazione dell'azione sismica

Per definire l'azione sismica di riferimento si devono operare alcune scelte in termini di "vita nominale" e "classi d'uso" dell'opera legati al livello prestazionale atteso.

6.6.1 Azione sismica di progetto

L'opera in oggetto viene progettata per una vita nominale $\mathbf{V_N = 75}$ **anni** ed una classe d'uso III a cui corrisponde un coefficiente d'uso $\mathbf{C_U = 1.5}$.

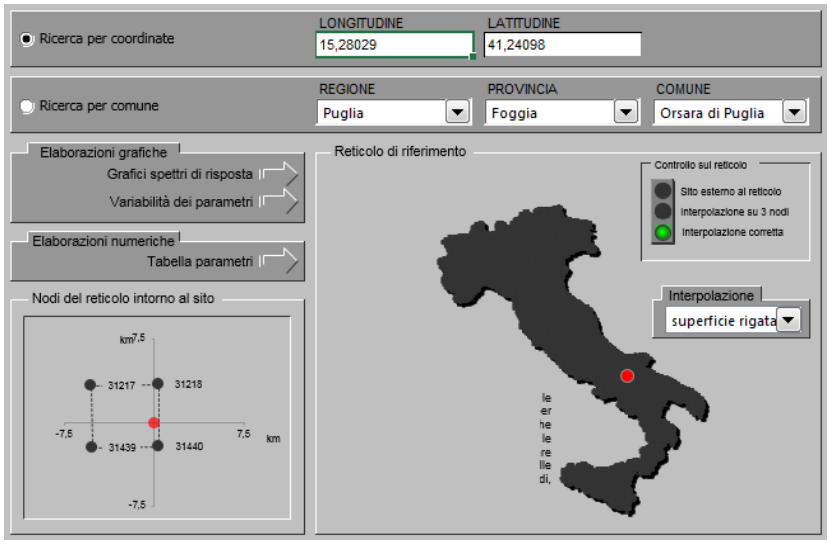
L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (**SLV**). Il periodo di ritorno di quest'ultima - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti) - è di 1068 anni.

Essa, conformemente a quanto prescritto dalle NTC2018, è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste. Tale pericolosità sismica è descritta, in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco $\mathbf{a_g}$ (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione Se(T)
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua il punto intermedio della tratta in oggetto:

Longitudine: 15,28029

Latitudine: 41,24098



- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR.

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- **a_g**, accelerazione orizzontale massima del terreno
- **F_0**, valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- **T_C^*,** periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.272 g
F_o	2.436
T_C^*	0.431 s
S_S	1.302
C_C	1.387
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.302
η	1.000
T_B	0.199 s
T_C	0.597 s
T_D	2.688 s

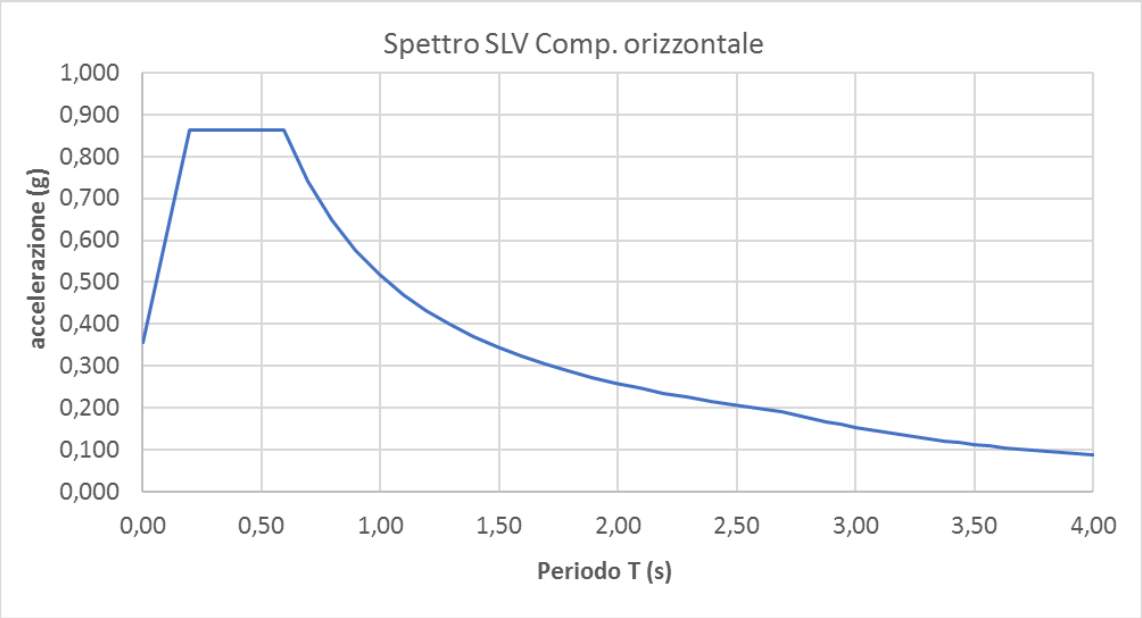
Per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) risulta quanto segue.

Tabella 6-1 Azione sismica di riferimento

Accelerazione di riferimento ag/g	Categoria sottosuolo	Categoria topografica	Vita nominale	Classe d'uso	Accelerazione massima attesa in sito ag_{max}/g
0.272	C	T1	75	III	0.354

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. Si assume un fattore di struttura **q=1** poiché si impiegheranno le azioni sismiche per il dimensionamento degli apparecchi di appoggio.

Si riporta di seguito il grafico dello spettro SLV in componente orizzontale.



I dati così ottenuti sono stati richiamati nel programma di calcolo per effettuare un'analisi pseudo-statica lineare.

6.6.2 Sovraspinta sismica

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.

$\Delta P_d = a_{max\,(\%g)}\ \gamma\ H^2$

Per il calcolo delle azioni sismiche sui piedritti si assume il convoglio di progetto relativo ai carri con assi da 250 kN ed interasse costante ripartito al livello dell'asse della soletta superiore e incrementato del coefficiente di adattamento e del coefficiente dinamico.

Non si considerano associate al convoglio azioni di frenatura in quanto l'azione sismica è in direzione trasversale alla canna del sottopasso. Si considera quindi il carico **LM71** con un **coefficiente di partecipazione 0.20.**

Di seguito si riporta il procedimento completo per la valutazione delle sovraspinte sismiche.

Stato limite		Salvaguardia della vita - SLU -	SLV	
Vita nominale	V_N		75	anni
Classe d'uso			III	
Coefficiente C_U	C_U		1.5	
Periodo di riferimento	V_R		112.5	anni
Accelerazione orizzontale	a_g/g		0,272	
Amplificazione spettrale	Fo		2,436	
Categoria sottosuolo		A, B, C, D, E	C	
Coeff. amplificazione stratigrafica	Ss		1,302	
Coeff. amplificazione topografica	St		1,000	
Coefficiente S	S	Ss · St	1,302	
accellerazione orizzontale max	a_{max}/g	ag/g · S	0,354	
Fattore di struttura	q		1.00	
Coeff. sismico orizzontale	k_h	a_{max}/g	0,354	
Coeff. sismico verticale	k_v	$\pm 0.5 \cdot k_h$	0,177	
Carico accidentale LM71 gravante sulla cop.	Qv	(vedi § 6.3.2)	66,77	kN/m
Forza orizz. sulla sol. di cop.	FHs	kh · (sp·25 + (γz1+pv) + 0.2·Qv/(L+sp)) / 1.00	**22,10**	**kN/m²**
Forza orizz. sui piedritti	FHp	kh · (sp·25) / 1.00	**7,97**	**kN/m²**

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

Risultante della spinta sismica	ΔS_E	$kh \cdot \gamma \cdot (H_{int}+sp_s+sp_f)^2$	474,78	kN/m
Pressione risultante	Δp_E	ΔSE / H	**63,30**	**kN/m²**

7. COMBINAZIONI DI CARICO

In linea con quanto riportato nel quadro normativo vigente, le azioni descritte nei paragrafi precedenti, sono combinate nel modo seguente:

combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$$

combinazione eccezionale:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$$

combinazione Rara (SLE irreversibile):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

combinazione Frequente (SLE reversibile):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

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

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella tabella seguente.

Tabella 7-1 Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
Gruppi di carico	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

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali ed i coefficienti di combinazione ψ delle tabelle seguenti.

Tabella 7-2 Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

Coefficiente			EQU(1)	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γG1	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali(2)	favorevoli	γG2	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast(3)	favorevoli	γB	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico(4)	favorevoli	γQ	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γQi	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γP	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00(5)	1,00(6)	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γCed	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

(1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

Tabella 7-3 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
	gr_1	0,80[2]	0,80[1]	0,0
Gruppi di	gr_2	0,80[2]	0,80[1]	-
carico	gr_3	0,80[2]	0,80[1]	0,0
	gr_4	1,00	1,00[1]	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

[1] 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

[2] Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Sono prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche sono svolte considerando il seguente approccio:

Approccio 2: A1 + M1 + R3

Tale approccio prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali che nelle verifiche geotecniche.

Tabella 7-4 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\varphi'}$	**1,00**	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	**1,00**	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	**1,00**	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_γ	**1,00**	1,00

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante	γ_R	1,00	1,80	**2,30**

Si ottengono le combinazioni riportate nella successiva tabella.

Tabella 7-5 Combinazioni di carico

COMB.	G1	G2	Q_M	Q_T	Q_Avv	ΔT	Q_Rit	SPT dx	SPT sx	SPAcc dx	SPAcc sx	SS_H	SS_V	SP_S
SLU_1	1,35	1,35	1,45	0	0	0,9	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_2	1,35	1,35	0	1,45	0	0,9	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_3	1,35	1,35	1,45	0	0	0,9	0	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_4	1,35	1,35	0	1,45	0	0,9	0	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_5	1,35	1,35	1,45	0	0	0,9	0	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_6	1,35	1,35	0	1,45	0	0,9	0	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_7	1,35	1,35	0	0	0	0,9	0	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_8	1,35	1,35	0	0	0	0,9	0	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_9	1,35	1,35	1,45	0	0	-0,9	1,20	1	1	0	0	0	0	0
SLU_10	1,35	1,35	0	1,45	0	-0,9	1,20	1	1	0	0	0	0	0
SLU_11	1,35	1,35	1,45	0	0	-0,9	1,20	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_12	1,35	1,35	0	1,45	0	-0,9	1,20	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_13	1,35	1,35	1,45	0	0	-0,9	1,20	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_14	1,35	1,35	0	1,45	0	-0,9	1,20	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_15	1,35	1,35	0	0	0	-0,9	1,20	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_16	1,35	1,35	0	0	0	-0,9	1,20	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_17	1,35	1,35	1,16	0	1,16	1,5	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_18	1,35	1,35	0	1,16	1,16	1,5	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_19	1,35	1,35	1,16	0	1,16	1,5	0	1,35	1,35	1,16	1,16	0	0	0
SLU_20	1,35	1,35	0	1,16	1,16	1,5	0	1,35	1,35	1,16	1,16	0	0	0
SLU_21	1,35	1,35	1,16	0	1,16	1,5	0	1	1,35	0	1,16	0	0	0
SLU_22	1,35	1,35	0	1,16	1,16	1,5	0	1	1,35	0	1,16	0	0	0
SLU_23	1,35	1,35	0	0	0	1,5	0	1,35	1,35	1,16	1,16	0	0	0
SLU_24	1,35	1,35	0	0	0	1,5	0	1	1,35	0	1,16	0	0	0
SLU_25	1,35	1,35	1,16	0	1,16	-1,5	1,20	1	1	0	0	0	0	0
SLU_26	1,35	1,35	0	1,16	1,16	-1,5	1,20	1	1	0	0	0	0	0
SLU_27	1,35	1,35	1,16	0	1,16	-1,5	1,20	1,35	1,35	1,16	1,16	0	0	0
SLU_28	1,35	1,35	0	1,16	1,16	-1,5	1,20	1,35	1,35	1,16	1,16	0	0	0
SLU_29	1,35	1,35	1,16	0	1,16	-1,5	1,20	1	1,35	0	1,16	0	0	0
SLU_30	1,35	1,35	0	1,16	1,16	-1,5	1,20	1	1,35	0	1,16	0	0	0
SLU_31	1,35	1,35	0	0	0	-1,5	1,20	1,35	1,35	1,16	1,16	0	0	0
SLU_32	1,35	1,35	0	0	0	-1,5	1,20	1	1,35	0	1,16	0	0	0
SLU_33	1,35	1,35	1,45	0	1,45	0,9	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_34	1,35	1,35	0	1,45	1,45	0,9	0	1	1	0	0	0	0	0
SLU_35	1,35	1,35	1,45	0	1,45	0,9	0	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_36	1,35	1,35	0	1,45	1,45	0,9	0	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_37	1,35	1,35	1,45	0	1,45	0,9	0	1	1,35	0	1,45	0	0	0

COMB.	G1	G2	Q_M	Q_T	Q_Avv	ΔT	Q_Rit	SPT dx	SPT sx	SPAcc dx	SPAcc sx	SS_H	SS_V	SP_S
SLU_38	1,35	1,35	0	1,45	1,45	0,9	0	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_39	1,35	1,35	1,45	0	1,45	-0,9	1,35	1	1	0	0	0	0	0
SLU_40	1,35	1,35	0	1,45	1,45	-0,9	1,35	1	1	0	0	0	0	0
SLU_41	1,35	1,35	1,45	0	1,45	-0,9	1,35	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_42	1,35	1,35	0	1,45	1,45	-0,9	1,35	1,35	1,35	1,45	1,45	0	0	0
SLU_43	1,35	1,35	1,45	0	1,45	-0,9	1,35	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLU_44	1,35	1,35	0	1,45	1,45	-0,9	1,35	1	1,35	0	1,45	0	0	0
SLE_1	1	1	0,8	0	0,8	0,6	0	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_2	1	1	0	0,8	0,8	0,6	0	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_3	1	1	0,8	0	0,8	0,6	0	1	1	0,8	0,8	0	0	0
SLE_4	1	1	0	0,8	0,8	0,6	0	1	1	0,8	0,8	0	0	0
SLE_5	1	1	0,8	0	0,8	0,6	0	0,6	1	0	0,8	0	0	0
SLE_6	1	1	0	0,8	0,8	0,6	0	0,6	1	0	0,8	0	0	0
SLE_7	1	1	0,8	0	0,8	-0,6	1	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_8	1	1	0	0,8	0,8	-0,6	1	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_9	1	1	0,8	0	0,8	-0,6	1	1	1	0,8	0,8	0	0	0
SLE_10	1	1	0	0,8	0,8	-0,6	1	1	1	0,8	0,8	0	0	0
SLE_11	1	1	0,8	0	0,8	-0,6	1	0,6	1	0	0,8	0	0	0
SLE_12	1	1	0	0,8	0,8	-0,6	1	0,6	1	0	0,8	0	0	0
SLE_13	1	1	0,8	0	0,8	1	0	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_14	1	1	0	0,8	0,8	1	0	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_15	1	1	0,8	0	0,8	1	0	1	1	0,8	0,8	0	0	0
SLE_16	1	1	0	0,8	0,8	1	0	1	1	0,8	0,8	0	0	0
SLE_17	1	1	0,8	0	0,8	1	0	0,6	1	0	0,8	0	0	0
SLE_18	1	1	0	0,8	0,8	1	0	0,6	1	0	0,8	0	0	0
SLE_19	1	1	0,8	0	0,8	-1	1	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_20	1	1	0	0,8	0,8	-1	1	0,6	0,6	0	0	0	0	0
SLE_21	1	1	0,8	0	0,8	-1	1	1	1	0,8	0,8	0	0	0
SLE_22	1	1	0	0,8	0,8	-1	1	1	1	0,8	0,8	0	0	0
SLE_23	1	1	0,8	0	0,8	-1	1	0,6	1	0	0,8	0	0	0
SLE_24	1	1	0	0,8	0,8	-1	1	0,6	1	0	0,8	0	0	0
SS_1	1	1	0,2	0	0	0,5	0	0,6	1	0	0,2	1	0,3	1
SS_2	1	1	0,2	0	0	0,5	0	0,6	1	0	0,2	1	-0,3	1
SS_3	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	0,6	1	0	0,2	1	0,3	1
SS_4	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	0,6	1	0	0,2	1	-0,3	1
SS_5	1	1	0,2	0	0	0,5	0	0,6	1	0	0,2	0,3	1	0,3
SS_6	1	1	0,2	0	0	0,5	0	0,6	1	0	0,2	0,3	-1	0,3
SS_7	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	0,6	1	0	0,2	0,3	1	0,3
SS_8	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	0,6	1	0	0,2	0,3	-1	0,3
SS_9	1	1	0,2	0	0	0,5	0	1	0,6	0	0,2	1	0,3	1

COMB.	G1	G2	Q_M	Q_T	Q_Avv	ΔT	Q_Rit	SPT dx	SPT sx	SPAcc dx	SPAcc sx	SS_H	SS_V	SP_S
SS_10	1	1	0,2	0	0	0,5	0	1	0,6	0	0,2	1	-0,3	1
SS_11	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	1	0,6	0	0,2	1	0,3	1
SS_12	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	1	0,6	0	0,2	1	-0,3	1
SS_13	1	1	0,2	0	0	0,5	0	1	0,6	0	0,2	0,3	1	0,3
SS_14	1	1	0,2	0	0	0,5	0	1	0,6	0	0,2	0,3	-1	0,3
SS_15	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	1	0,6	0	0,2	0,3	1	0,3
SS_16	1	1	0,2	0	0	-0,5	1	1	0,6	0	0,2	0,3	-1	0,3

Come descritto nel paragrafo § **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, i carichi QM e QT massimizzano rispettivamente il momento e il taglio sulla soletta di copertura per effetto dei carichi ferroviari.

Per quanto concerne la soletta di fondazione è necessario considerare invece la non contemporaneità dei carichi ferroviari e stradali, che rappresenta la condizione che massimizza le sollecitazioni sulla stessa.

Da un'analisi preliminare, i cui risultati sono esposti al § 9.1, si dimostra che le sollecitazioni sulla soletta inferiore, applicando o meno i carichi stradali contemporaneamente a quelli ferroviari nella condizione QM e QT, hanno variazioni trascurabili.

Per minimizzare il numero di combinazioni di carico, viene quindi considerata principalmente la contemporaneità dei carichi che rappresenta sicuramente la condizione più gravosa da un punto di vista geotecnico e per le rimanenti parti della struttura.

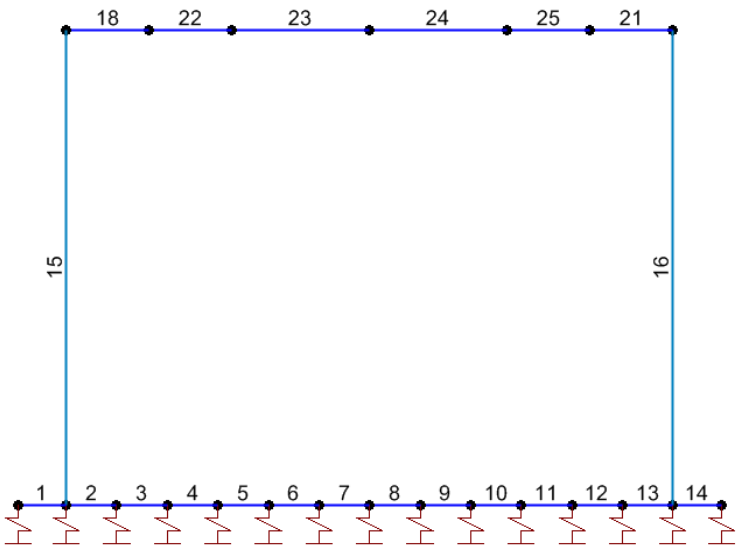
8. MODELLAZIONE STRUTTURALE

8.1 Modello di calcolo

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.

Il modello di calcolo attraverso il quale viene discretizzata la struttura è quello di telaio chiuso. I componenti del manufatto sono stati modellati con elementi 1D "frame" di sezioni rettangolari 100x90cm per la soletta di copertura e per soletta di fondazione e 100x0,8cm per i piedritti. Di seguito uno schema del modello di calcolo.

Figura 8-1 – Modello di calcolo



Nomenclatura elementi frame:

ID 1÷14: Soletta di fondazione

ID 15: Piedritto sx

ID 16: Piedritto dx

ID 18, 21÷25: Soletta di copertura

Convenzione assi:

x = asse trasversale dello scatolare

y = asse longitudinale dello scatolare

z = asse verticale dello scatolare

L'applicazione dei carichi di progetto è stata eseguita inserendo forze distribuite o concentrate sugli elementi frame del modello di calcolo.

8.2 Modellazione dell'interazione suolo-struttura

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 in direzione verticale, l'interazione terreno-struttura.

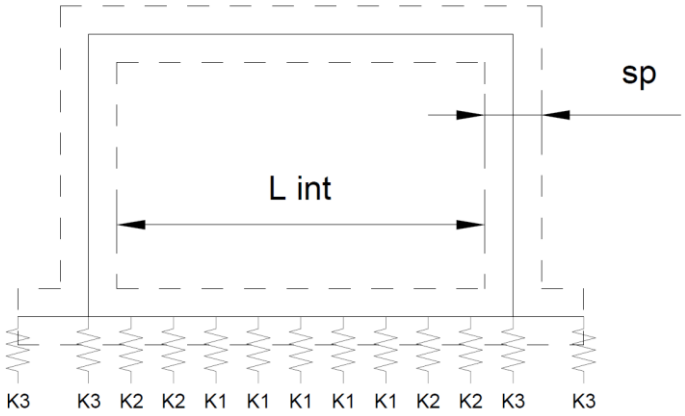
Il coefficiente di sottofondo alla Winkler può essere determinato tramite la seguente espressione:

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

nella quale c_t (coefficiente di forma) è calcolato considerando un rapporto L/B<10. Di seguito vengono esplicitati i calcoli per la determinazione della costante di sottofondo.

E_0	Modulo elastico a piccole deformazioni	367	Mpa
E	Modulo elastico fondazioni (E_0/5)	73,4	MPa
v	Coefficiente di Poisson	0,3	
B	Larghezza fondazione	10,4	m
L	Lunghezza fondazione (L>B)	16,6	m (1 di 2 tratti giuntati)
c_t	Coefficiente di forma:	1,10	(L/B) < 10
Kw		7033,4	kN/m^3

Con questo valore si ricavano le costanti elastiche delle singole molle, differenziandole tra interne, intermedie e esterne, come schematizzato di seguito.



Sono stati quindi considerati i seguenti valori:

Molle centrali:

$K1 = K_W \cdot i = 5157,5$

essendo: $i = (sp/2 + L\ int + sp/2) / 12 = 0,733m$

Molle intermedie:

$K2 = 1,5 \cdot K1 = 7736,2$

Molle d'angolo:

$K3 = 2 \cdot K_W \cdot (i/2 + sp/2) = 15941$

Il valore della costante di sottofondo viene ripartito sulle molle inserite nel modello di calcolo.

Di seguito alcuni output del software SAP2000 relativi all'applicazione dei carichi di progetto.

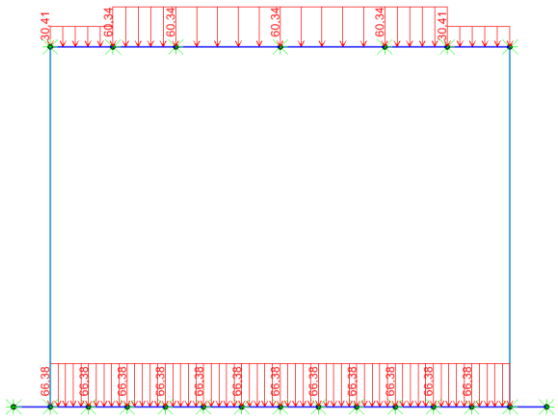


Figura 8-2 – Applicazione carichi Q_M

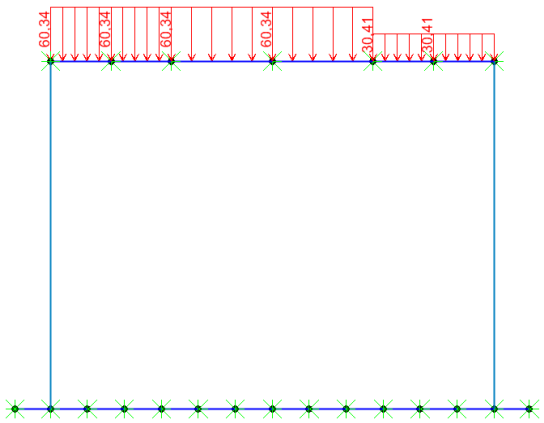


Figura 8-3 – Applicazione carichi Q_T1

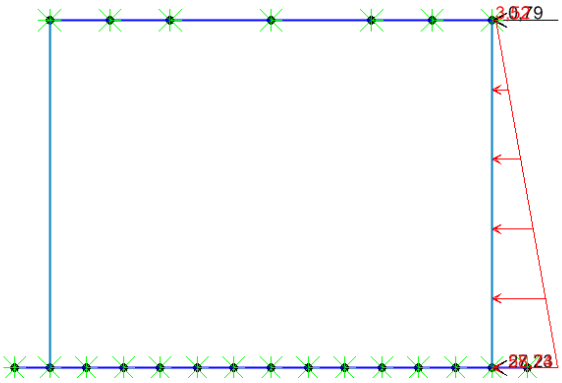


Figura 8-4 – Applicazione carichi SPT_dx

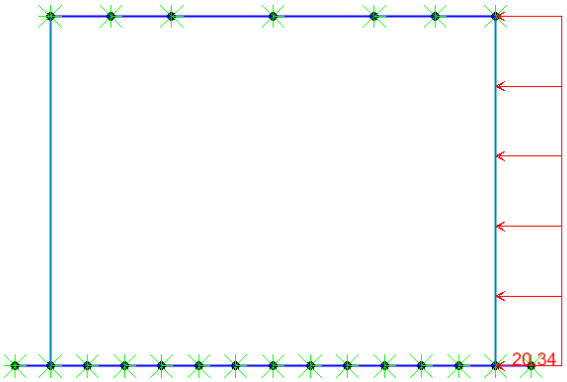


Figura 8-5 – Applicazione carichi SPAcc_dx

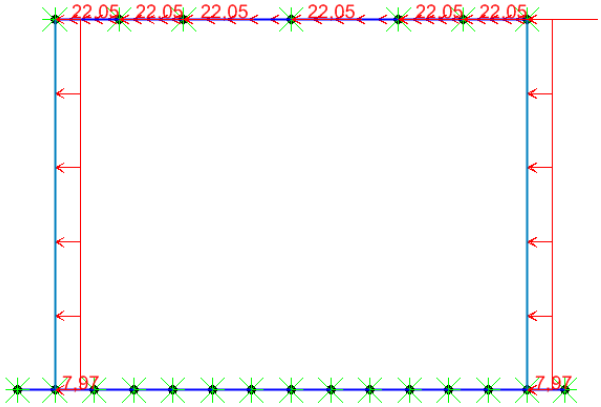


Figura 8-6 – Applicazione carichi SS_H

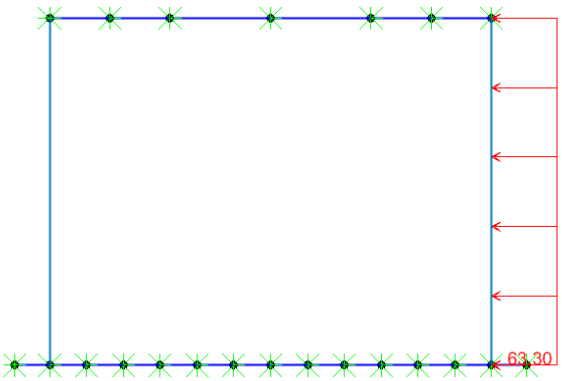


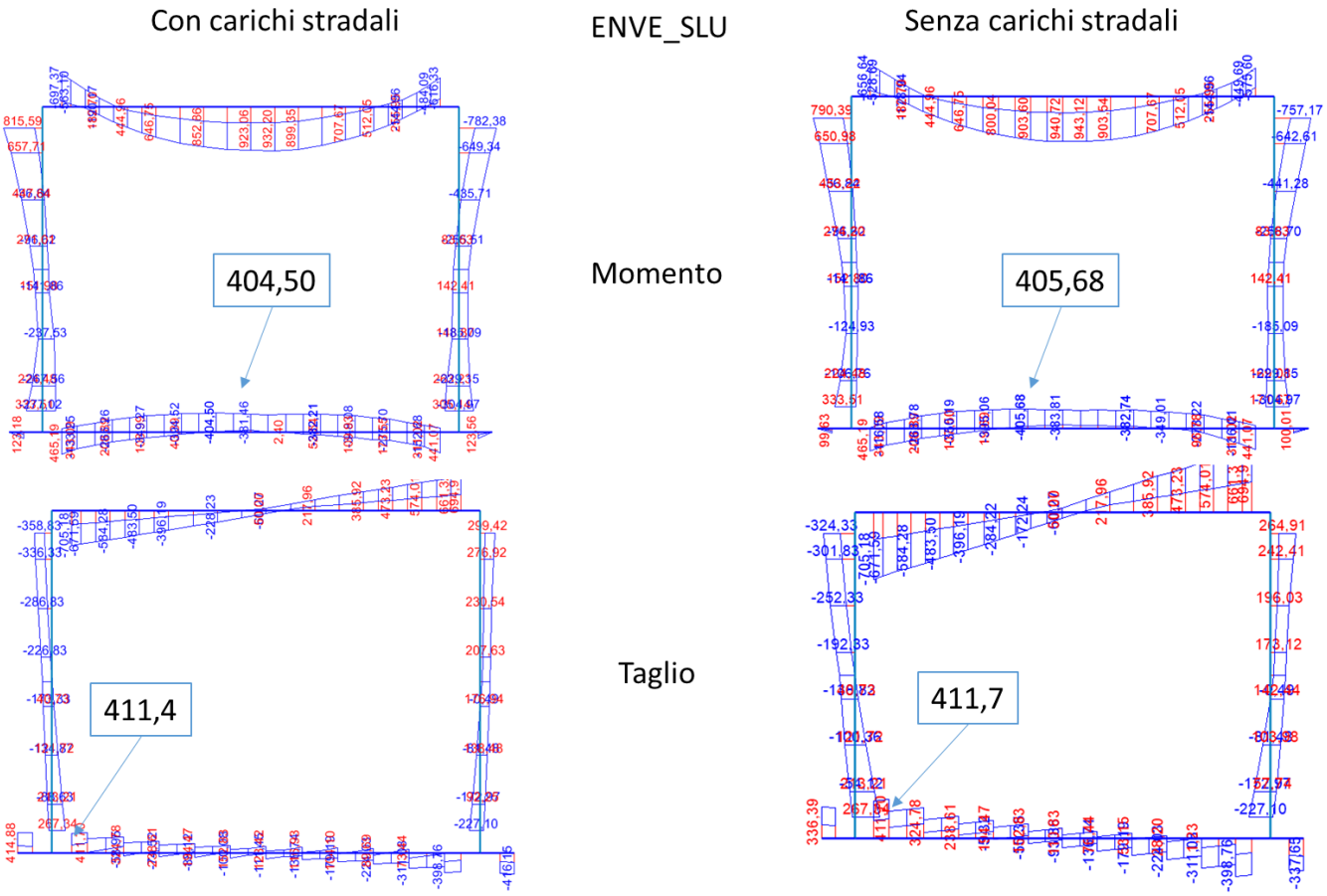
Figura 8-7 – Applicazione carichi SP_S

9. RISULTATI DELLE ANALISI

9.1 Confronto sollecitazioni per sollecitazioni soletta di fondazione

Si riporta di seguito il confronto in forma grafica dei risultati di calcolo ottenuti considerando o meno la contemporaneità di carichi ferroviari e stradali, come anticipato al § 7. In particolare vengono confrontate le sollecitazioni di taglio e i momenti in condizioni statiche e sismiche ottenuti inserendo o meno nel modello di calcolo i carichi stradali sulla soletta di fondazione.

Dal confronto dei diagrammi si evince che la variazione delle sollecitazioni risulta trascurabile.

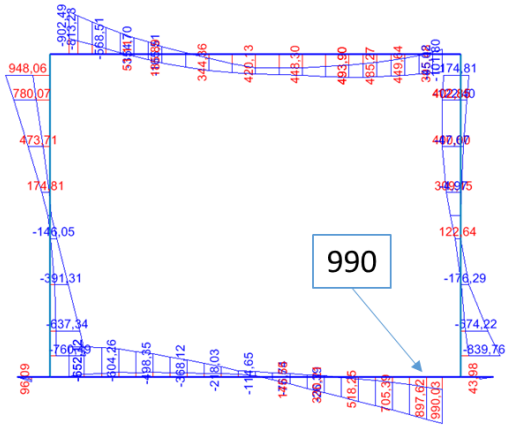


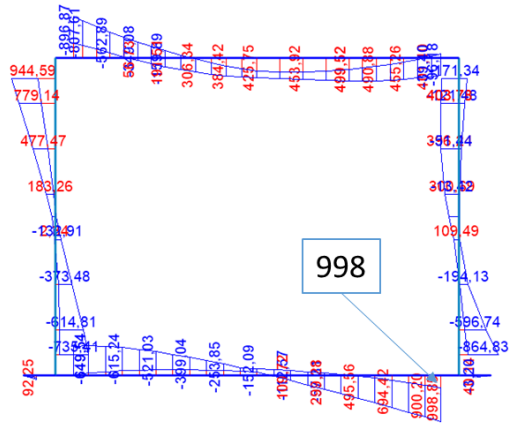
Con carichi stradali

ENVE_SLU

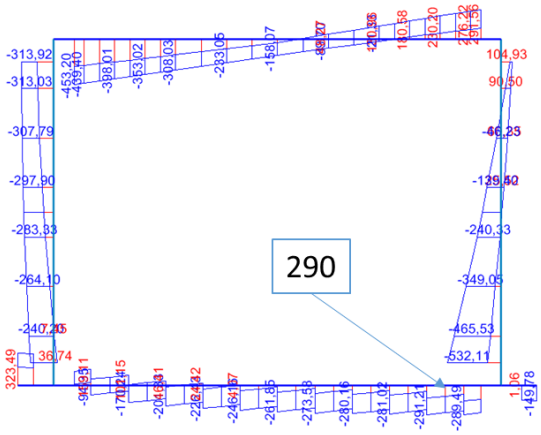
Senza carichi stradali

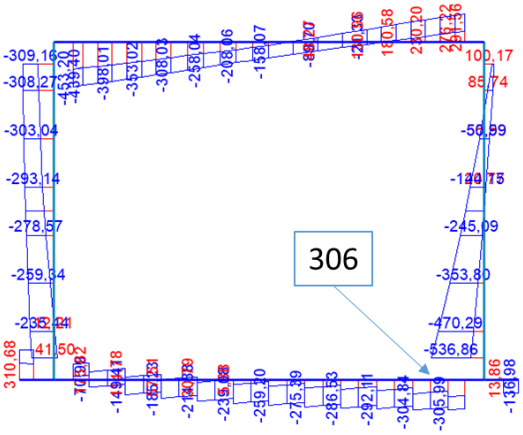
Momento





Taglio





9.2 Risultati delle analisi strutturali

Si riportano di seguito i risultati in forma grafica e tabellare per le combinazioni ENVE_SLU e ENVE_SISMA, rispettivamente inviluppi delle combinazioni statiche e sismiche. In forma tabellare verranno riportati altresì gli spostamenti e le sollecitazioni necessari per le verifiche agli SLE.

Figura 9-1 – Sforzi assiali ENVE_SLU

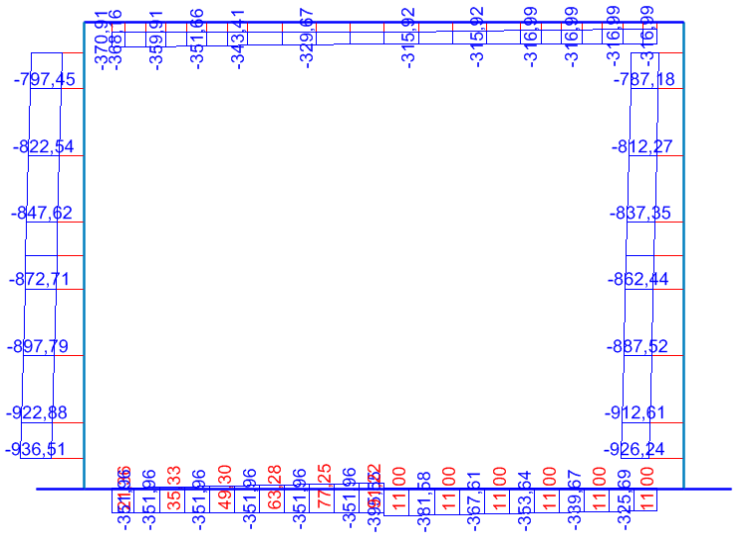


Figura 9-2 – Momenti flettenti ENVE_SLU

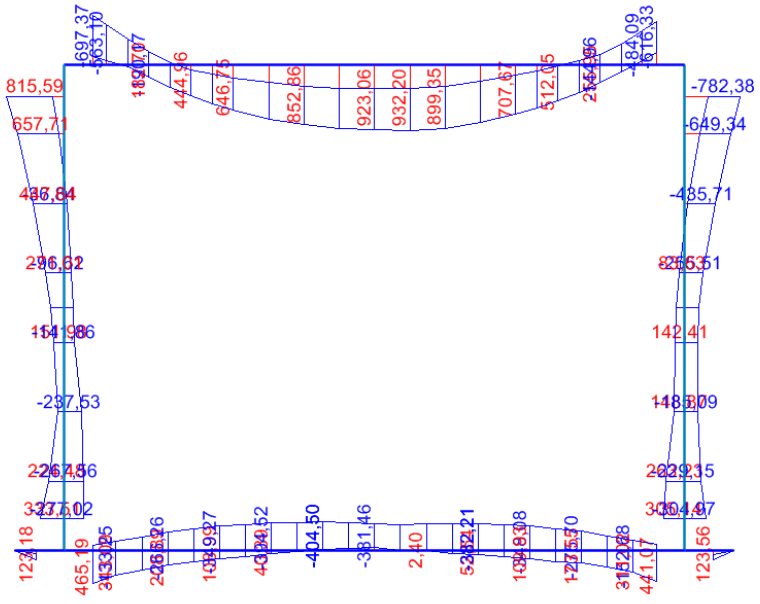


Figura 9-3 – Sforzi di taglio ENVE_SLU

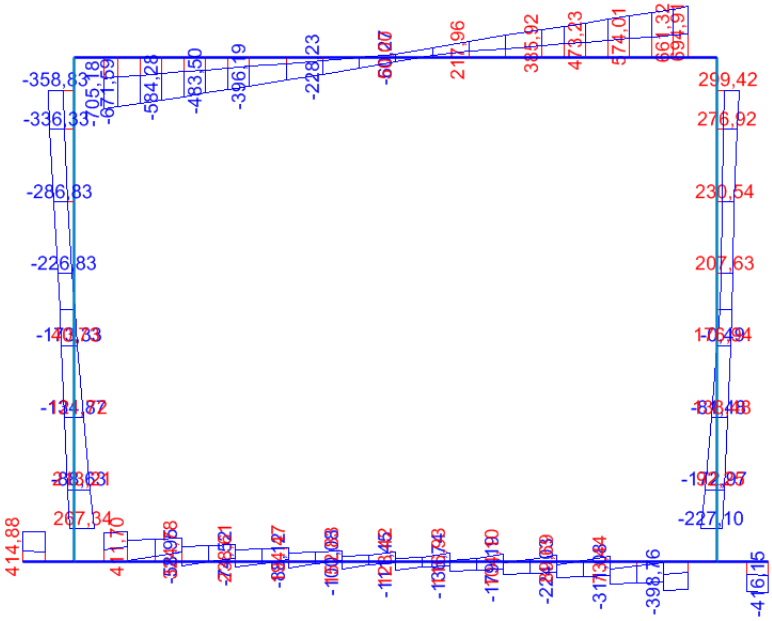


Figura 9-4 – Sforzi assiali ENVE_SISMA

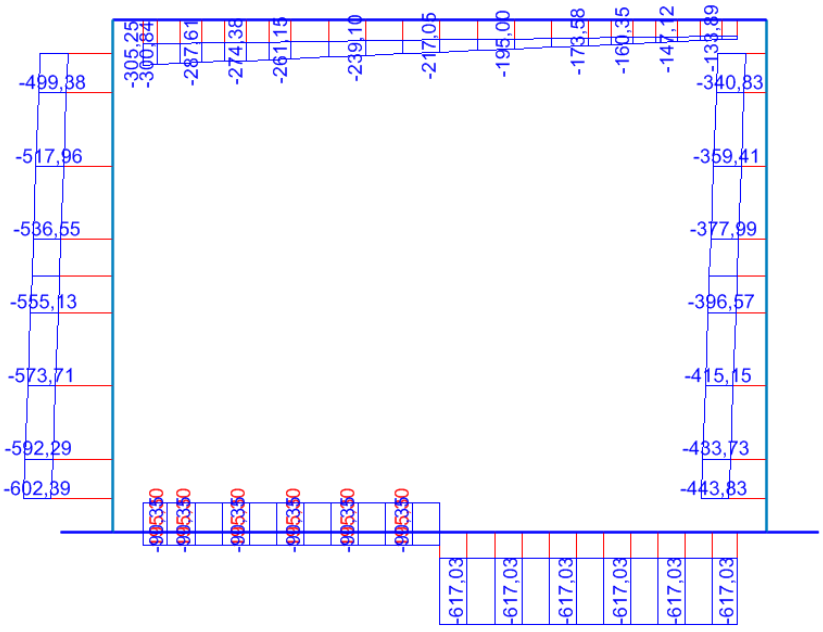


Figura 9-5 – Momenti flettenti ENVE_SISMA

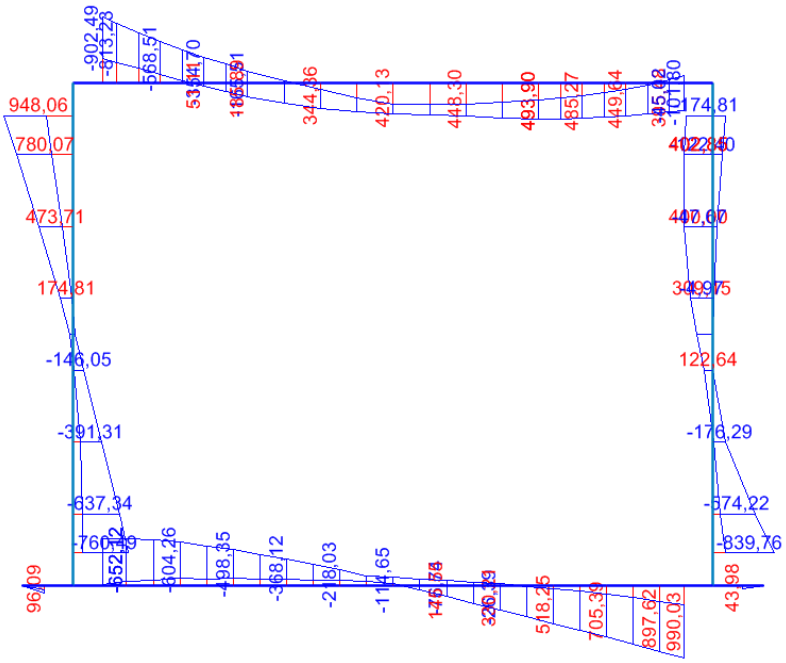


Figura 9-6 – Sforzi di taglio ENVE_SISMA

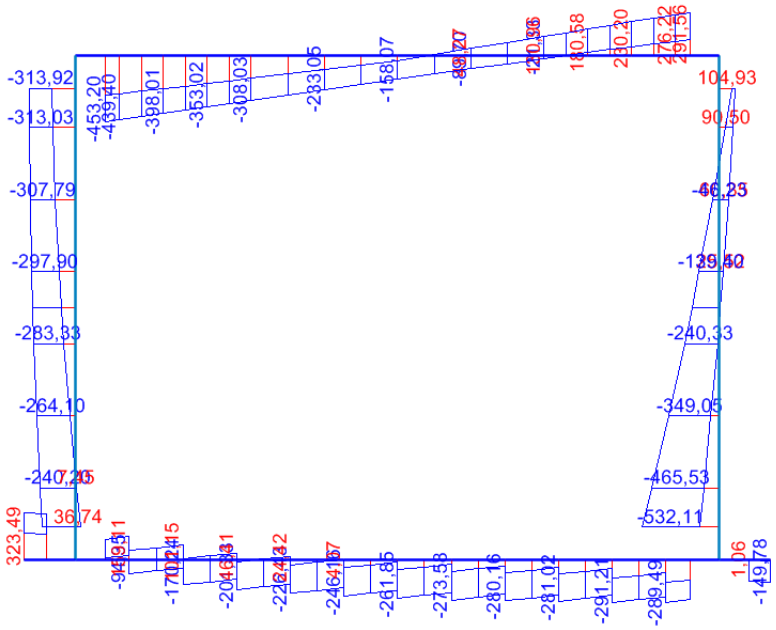


Figura 9-7 – Sforzi assiali ENVE_SLE

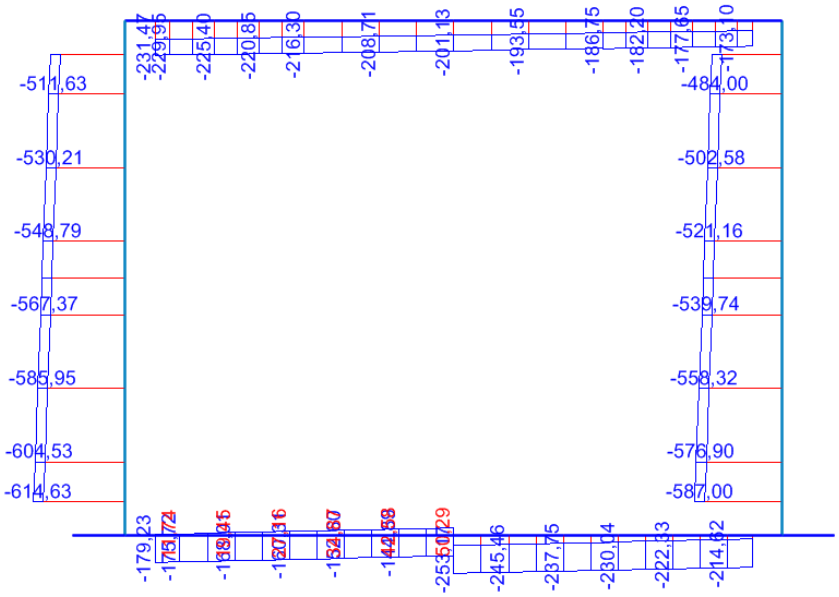
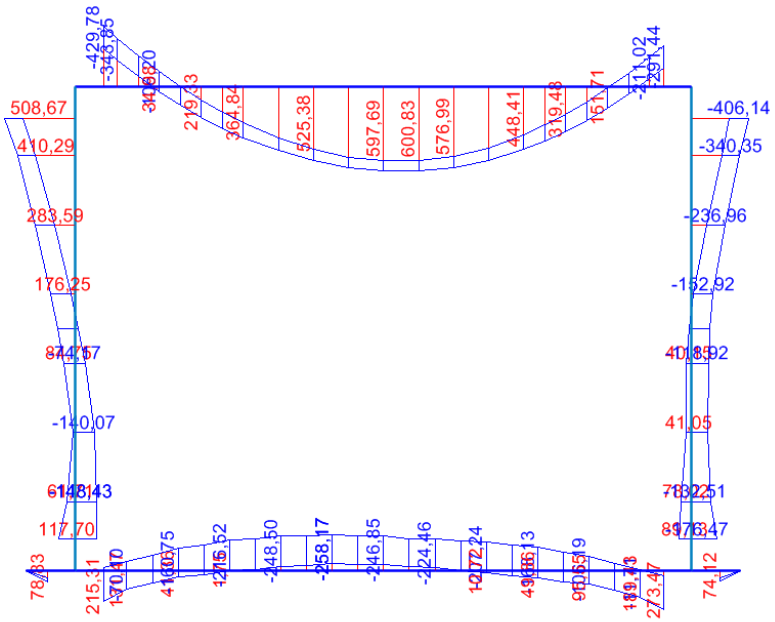


Figura 9-8 – Momenti flettenti ENVE_SLE



Si riportano di seguito le tabelle di verifica con l'indicazione delle sollecitazioni considerate in ognuna di esse, ottenute massimizzando, rispettivamente, sforzi assiali, momenti flettenti e tagli.

- SOLETTA DI COPERTURA

Tabella 9-1 Sollecitazioni soletta di copertura ENVE_SLU

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V	M
18	0,4	SLU_35	-370,9	-683,8	-697,4
21	0,8	SLU_34	-98,6	551,7	-200,5

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V	M
18	0,4	SLU_41	-370,9	-683,8	-697,4
24	0,5	SLU_34	-145,9	50,6	932,2

Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V	M
18	0,4	SLU_40	-207,8	-705,2	-574,9
21	0,8	SLU_6	-216,9	694,9	-553,3

Tabella 9-2 Sollecitazioni soletta di copertura ENVE_SISMA

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
18	0,4	SS_11	-305,3	-453,2	-902,5
21	0,8	SS_14	-109,1	188,1	1,4

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
18	0,4	SS_11	-305,3	-453,2	-902,5
24	2	SS_9	-173,0	-8,1	493,9

Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	*Station*	*OutputCase*	*P*	*V2*	*M3*
18	0,4	SS_11	-305,3	-453,2	-902,5
21	0,8	SS_5	-119,1	291,6	-101,8

Per quanto concerne le combinazioni di calcolo agli SLE, si riportano, conservativamente, i valori più gravosi derivanti dalla combinazione ENVE_SLE, inviluppo delle combinazioni agli SLE rara, frequente e quasi permanente.

Tabella 9-3 Sollecitazioni soletta di copertura ENVE_SLE

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	*Station*	*OutputCase*	*P*	*V2*	*M3*
18	0,4	SLE_21	-231,5	-438,0	-429,8
21	0,8	SLE_2	-66,1	398,3	-132,4

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	*Station*	*OutputCase*	*P*	*V2*	*M3*
18	0,4	SLE_21	-231,5	-438,0	-429,8
24	0,5	SLE_2	-92,2	35,6	600,8

- PIEDRITTI

Tabella 9-4 Sollecitazioni piedritti ENVE_SLU

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	*Station*	*OutputCase*	*P*	*V2*	*M3*
15	0,45	SLU_34	-936,5	-23,3	-96,4
15	6,45	SLU_8	-329,0	-161,8	157,7

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
16	6,45	SLU_5	-734,9	250,6	-782,4
15	6,45	SLU_35	-745,1	-358,8	815,6

Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
15	6,45	SLU_41	-745,1	-358,8	815,6
16	6,45	SLU_3	-698,8	299,4	-638,7

Tabella 9-5 Sollecitazioni piedritti ENVE_SISMA

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
15	0,45	SS_11	-602,4	-225,3	-755,9
16	6,45	SS_10	-144,1	82,3	370,2

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
16	0,45	SS_9	-286,2	-529,2	-839,8
15	6,45	SS_9	-489,3	-313,9	948,1

Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
16	0,45	SS_10	-257,2	-532,1	-835,2
16	6,45	SS_5	-330,7	104,9	-174,8

Tabella 9-6 Sollecitazioni piedritti ENVE_SLE

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
15	0,45	SLE_20	-614,6	-15,4	-48,7
16	6,45	SLE_2	-407,3	61,2	-268,9

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
16	6,45	SLE_5	-452,6	124,2	-406,1
15	6,45	SLE_3	-480,1	-224,0	508,7

- SOLETTA DI FONDAZIONE

Tabella 9-7 Sollecitazioni soletta di fondazione ENVE_SLU

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
8	0	SLU_36	-395,6	-90,6	-308,7
7	0,733	SLU_33	91,2	8,4	-112,3

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
6	0,733	SLU_34	40,3	32,5	-404,5
2	0,4	SLU_6	-315,5	394,5	465,2

Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
13	0	SLU_36	-325,7	-398,8	301,2
2	0,733	SLU_14	-315,5	411,7	330,8

Tabella 9-8 Sollecitazioni soletta di fondazione ENVE_SISMA

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
13	0,333	SS_10	-617,0	-258,7	986,7
3	0	SS_9	195,3	-84,2	-652,1

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
3	0	SS_11	195,3	-84,2	-652,1
13	0,333	SS_9	-614,1	-272,3	990,0

Sollecitazioni per verifica a taglio (V_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
12	0	SS_9	-614,1	-291,2	696,7
2	0,733	SS_5	-80,5	159,1	-65,7

Tabella 9-9 Sollecitazioni soletta di fondazione ENVE_SLE

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (P_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
8	0	SLE_4	-253,2	-55,5	-194,4
7	0,733	SLE_1	50,3	10,1	-98,4

Sollecitazioni per verifica a pressoflessione (M_{MAX})

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M3
7	0	SLE_20	22,2	-29,5	-258,2
13	0,333	SLE_4	-211,1	-233,0	273,5

10. VERIFICHE STR

10.1 Verifiche a pressoflessione

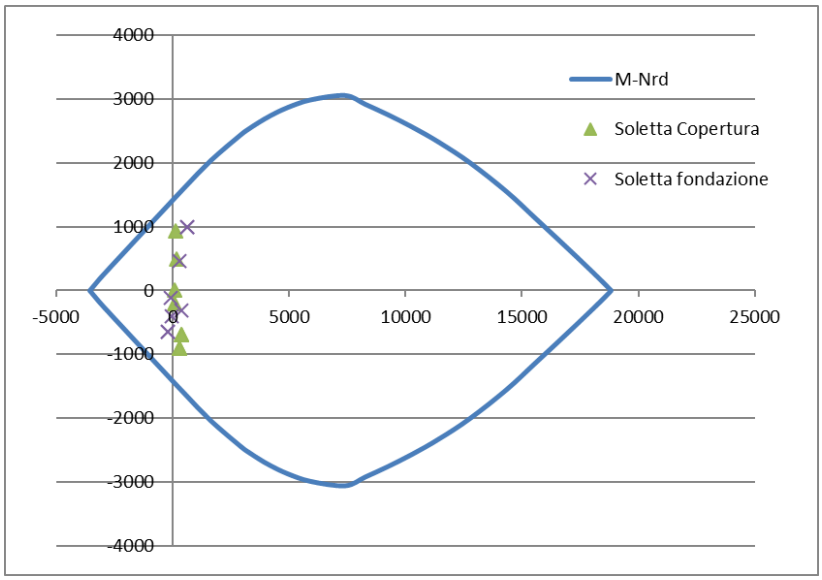
10.1.1 Soletta di copertura e soletta di fondazione

Le verifiche sono state effettuate su una sezione H=90cm, B=100cm, armata con Ø24/10cm superiori e inferiori, sia in campata che sugli appoggi. Il copriferro di calcolo è pari a 6 cm.

Le sollecitazioni sono quelle d'inviluppo statiche e sismiche, indicate nelle tabelle precedenti, che massimizzano sforzi assiali e momenti flettenti.

Di seguito le verifiche.

Figura 10-1 Verifica a pressoflessione



La soletta di copertura e di fondazione risultano verificate per ogni condizione di carico.

Il massimo rapporto tra coppia sollecitante e coppia resistente è pari a $\rho_M = 0{,}702$.

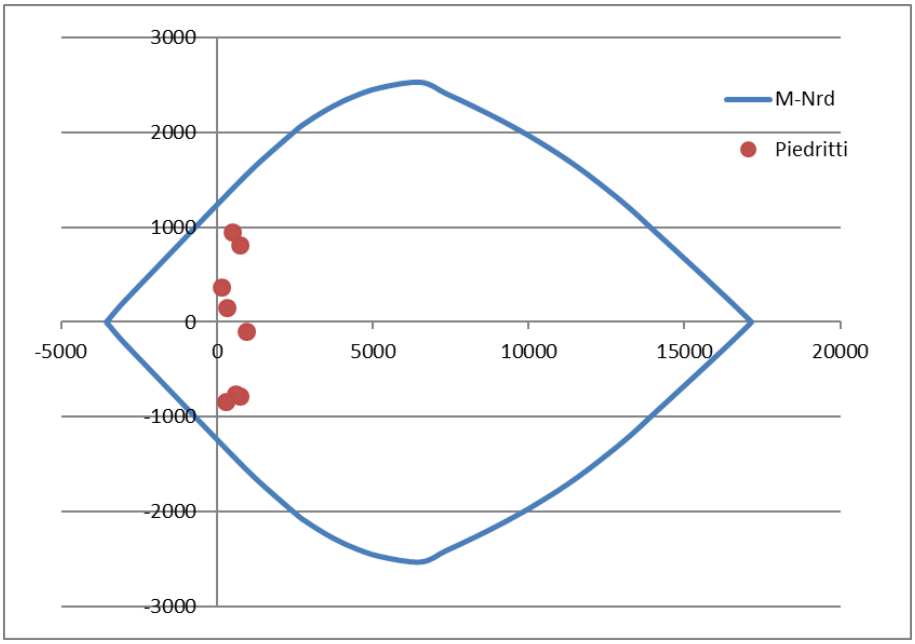
10.1.2 Piedritti

Le verifiche sono state effettuate su una sezione H=80cm, B=100cm, armata con Ø24/10cm superiori e inferiori, sia in campata che sugli appoggi. Il copriferro di calcolo è pari a 6 cm.

Le sollecitazioni sono quelle d'inviluppo statiche e sismiche, indicate nelle tabelle precedenti, che massimizzano sforzi assiali e momenti flettenti.

Di seguito le verifiche.

Figura 10-2 Verifica a pressoflessione



I piedritti risultano verificati per ogni condizione di carico.

Il massimo rapporto tra coppia sollecitante e coppia resistente è pari a $\rho_M = 0{,}769$.

10.2 Verifiche a taglio

10.2.1 Soletta di copertura e soletta di fondazione

Per la verifica si considera una sezione H=90cm B=100cm, armata simmetricamente con Ø24/10cm.

La massima sollecitazione tagliante è ottenuta sull'appoggio della soletta di copertura e vale:

$V_{Ed} = 705$ kN.

Di seguito le verifiche.

ALTEZZA [mm]	900
BASE [mm]	1000
COPRIFERRO [mm]	60
CLS - f_{ck} [MPa]	30
CLS - f_{cd} [MPa]	17,0
ACCIAIO - f_{yk} [MPa]	450
ACCIAIO - f_{yd} [MPa]	391,3
N° Ferri	10
Φ Ferri [mm]	24
ARMATURA [mm^2]	4523,9

C_{rd}	0,120
k	1,488
ρl	0,0054

v_{rd} [MPa]	0,451
v_{min} [MPa]	0,348
Vrd [kN]	**379,2**

La verifica a taglio NON è soddisfatta.

Si provvede a disporre un'armatura al taglio costituita da spille Ø12 per un minimo di n.20 spille/m^2 (n.5 spille nello spessore della soletta a passo 20 cm). Di seguito la verifica con armatura a taglio.

Φ Spille [mm]	12
n°bracci	5
Passo Spille [mm]	200,0
Area Staffe/m [mm^2/m]	2827,4

C_{rd}	0,120
k	1,488
ρl	0,0054

v_{rd} [MPa]	0,451
v_{min} [MPa]	0,348
Vrd [kN]	**379,2**
VRsd [kN]	**836,4**

Considerando il contributo dell'armatura a taglio, la verifica risulta soddisfatta per le solette.

10.2.2 Piedritti

Per la verifica si considera una sezione H=80cm B=100cm, armata simmetricamente con Ø24/10cm.

La massima sollecitazione tagliante è ottenuta sull'appoggio della soletta di copertura e vale:

V_{Ed} = 532,1 kN.

Di seguito le verifiche.

ALTEZZA [mm]	800
BASE [mm]	1000
COPRIFERRO [mm]	60
CLS - f_{ck} [MPa]	30
CLS - f_{cd} [MPa]	17,0
ACCIAIO - f_{yk} [MPa]	450
ACCIAIO - f_{yd} [MPa]	391,3
N° Ferri	10
Φ Ferri [mm]	24
ARMATURA [mm^2]	4523,9

C_{rd}	0,120
k	1,520
ρl	0,0061

v_{rd} [MPa]	0,481
v_{min} [MPa]	0,359
Vrd [kN]	**355,9**

La verifica a taglio NON è soddisfatta.

Si provvede a disporre un'armatura al taglio costituita da spille Ø12 per un minimo di n.20 spille/m^2 (n.5 spille nello spessore della soletta a passo 20 cm). Di seguito la verifica con armatura a taglio.

Φ Spille [mm]	12
n°bracci	5
Passo Spille [mm]	200,0
Area Staffe/m [mm^2/m]	2827,4

C_{rd}	0,120
k	1,520
ρl	0,0061

v_{rd} [MPa]	0,481
v_{min} [MPa]	0,359
Vrd [kN]	**355,9**
VRsd [kN]	**736,9**

Considerando il contributo dell'armatura a taglio, la verifica risulta soddisfatta per le solette.

10.3 Verifiche a fessurazione

Le verifiche vengono condotte secondo quanto previsto dalle norme NTC2018 Rif. [1].

Si riportano di seguito le condizioni di verifica.

- Combinazioni di verifica: SLE rara
- Condizioni ambientali: aggressive
- Limite apertura fessure: w1 = 0.2 mm

Per le verifiche tensionali si considerano i seguenti valori (cfr. §§ 4.1.2.2.5.1 e 4.1.2.2.5.2 NTC2018):

$\sigma_{c,caratt.} = 0,6 \cdot f_{ck} = 18$ MPa

$\sigma_{s,sls} = 0,8 \cdot f_{yk} = 255$ MPa

Di seguito le verifiche.

10.3.1 Soletta di copertura e soletta di fondazione

Le sollecitazioni di progetto sono le seguenti:

M_{ed}: 600,8 kNm

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	600,8	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	900	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	60	[mm]
Altezza utile della sezione	d	840	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	4524	[mm^2]
Area dell'armatura compressa	A's	4524	[mm^2]
Posizione dell'asse neutro	x	239,20	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	31235400750	[mm^4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	18	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	**4,60**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	**173,34**	**[MPa]**

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed,caratt.}$	**600,8**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	239,20	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	173,34	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,9	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	150	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	150000	[mm^2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,03016	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,09	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000639	[-]
		0,000639	[-]

Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	24,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	271,28	[mm]
		271,28	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	**0,1734**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	**0,2**	**[mm]**

La verifica è soddisfatta.

10.3.2 Piedritti

Le sollecitazioni di progetto sono le seguenti:

M_{ed}: 508,7 kNm

Di seguito la verifica.

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	508,7	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	800	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	60	[mm]
Altezza utile della sezione	d	740	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	4524	[mm^2]
Area dell'armatura compressa	A's	4524	[mm^2]
Posizione dell'asse neutro	x	220,64	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	23635274969	[mm^4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	18	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	**4,75**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	**167,67**	**[MPa]**

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed,caratt.}$	**508,7**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	220,64	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	167,67	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,9	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	150	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	150000	[mm^2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,03016	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,09	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000611	[-]
		0,000611	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	24,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	271,28	[mm]
		271,28	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	**0,1658**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	**0,2**	**[mm]**

La verifica è soddisfatta.

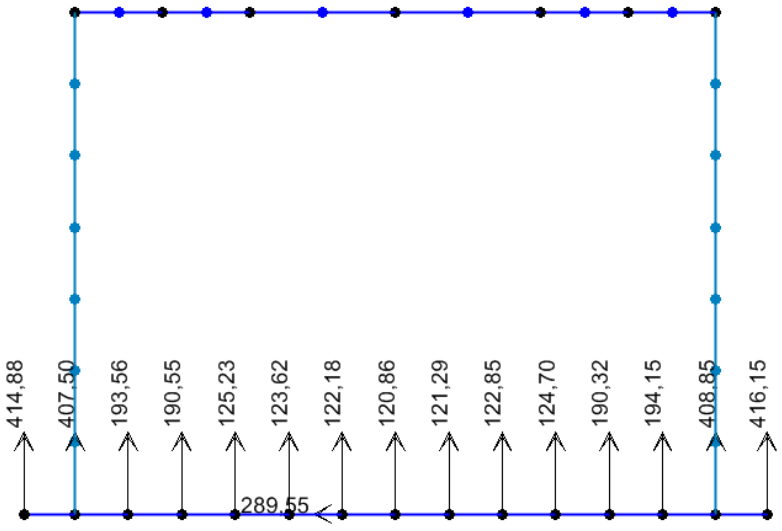
11. VERIFICHE GEO

Le verifiche sono condotte secondo l'approccio 2 considerando la combinazione A1+M1+R3, secondo quanto previsto dalle NTC2018 Rif. [1] e secondo quanto detto al § 7.

Per quanto concerne le azioni, nel foglio di verifica vengono considerati coefficienti unitari poiché le azioni di progetto sono quelle d'inviluppo ENVE_SLU, le quali sono ricavate applicando ai carichi i coefficienti di combinazione A1 (per carichi stradali).

La verifica è soddisfatta se il coefficiente di sicurezza $F_S = q_{lim} / q$ risulta maggiore del valore 2,3, coefficiente parziale per la capacità portante.

Figura 11-1 – Reazioni molle in fondazione



L'azione di progetto è pari alla somma delle reazioni delle molle in fondazione:

N = 3276,7 kN

Di seguito le verifiche geotecniche.

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c'*N_c* s_c*d_c*i_c*b_c*g_c + q*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q + 0{,}5*\gamma*B*N_\gamma*s_\gamma*d_\gamma*i_\gamma*b_\gamma*g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = Ml/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

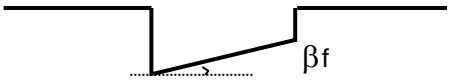
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni: permanenti	azioni: temporanee variabili	proprietà del terreno: tan φ'	proprietà del terreno: c'
Stato limite ultimo	○	1,00	1,30	1,25	1,25
Tensioni ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente	◉	1,00	1,00	1,00	1,00

(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 10,40 (m)
L = 16,60 (m)
D = 3,00 (m)



βf = 0,00 (°)

βp = 0,00 (°)

AZIONI

	valori di input: permanenti	valori di input: temporanee	Valori di calcolo
N [kN]	3276,70	0,00	3276,70
Mb [kNm]	0,00	0,00	0,00
Ml [kNm]	0,00	0,00	0,00
Tb [kN]	0,00	0,00	0,00
Tl [kN]	0,00	0,00	0,00
H [kN]	0,00	0,00	0,00

Peso unità di volume del terreno

γ_1 = 19,00 (kN/mc)

γ = 19,00 (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c' = 0,00 (kN/mq)

φ' = 36,00 (°)

Valori di progetto

c' = 0,00 (kN/mq)

φ' = 36,00 (°)

Profondità della falda

Zw = 5,00 (m)

e_B = 0,00 (m)

e_L = 0,00 (m)

B* = 10,40 (m)

L* = 16,60 (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 57,00 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

γ = 10,92 (kN/mc)

Nc, Nq, Nγ : <u>coefficienti di capacità portante</u>

$Nq = \tan^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * tg\varphi')}$

Nq = 37,75

$Nc = (Nq - 1)/\tan\varphi'$

Nc = 50,59

$N\gamma = 2*(Nq + 1)*\tan\varphi'$

Nγ = 56,31

s_c, s_q, s_γ : <u>fattori di forma</u>

$s_c = 1 + B*Nq / (L* Nc)$

s_c = 1,47

$s_q = 1 + B*\tan\varphi' / L*$

s_q = 1,46

$s_\gamma = 1 - 0,4*B* / L*$

s_γ = 0,75

i_c, i_q, i_γ : <u>fattori di inclinazione del carico</u>

$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*)$ = 1,61 $\theta = \text{arctg}(Tb/Tl)$ = 90,00 (°)

$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*)$ = 1,39 m = 1,61 (-)

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2\theta + m_l \cos^2\theta)$ in tutti gli altri casi)

$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cot g\varphi'))^m$

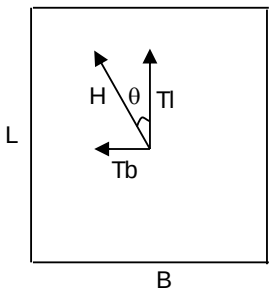
i_q = 1,00

$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$

i_c = 1,00

$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cot g\varphi'))^{(m+1)}$

i_γ = 1,00



d_c, d_q, d_γ : <u>fattori di profondità del piano di appoggio</u>

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2 / B^*$
per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

d_q = 1,07

$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$

d_c = 1,07

$d_\gamma = 1$

d_γ = 1,00

b_c, b_q, b_γ : <u>fattori di inclinazione base della fondazione</u>

$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2$ $\beta_f + \beta_p$ = 0,00 $\beta_f + \beta_p < 45°$

b_q = 1,00

$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$

b_c = 1,00

$b_\gamma = b_q$

b_γ = 1,00

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2$ $\quad \beta_f + \beta_p =$ 0,00 $\quad \beta_f + \beta_p < 45°$

$g_q =$ 1,00

$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$

$g_c =$ 1,00

$g_\gamma = g_q$

$g_\gamma =$ 1,00

Carico limite unitario

$\mathbf{q_{lim}} =$ 5751,34 (kN/m^2)

Pressione massima agente

$q = N / B^* L^*$

$\mathbf{q} =$ 18,98 (kN/m^2)

Coefficiente di sicurezza

$\mathbf{Fs} = \mathbf{q_{lim}} / \mathbf{q} =$ 303,02

Fs > 2,3

La verifica è soddisfatta.

12. INCIDENZA ARMATURE

La struttura scatolare presenta un'incidenza di **104 kg/mc** per tutti gli elementi strutturali.

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 ϕ14/20 ed un incremento del 15% per tener conto della presenza di legature, spille e sovrapposizioni.

Incidenza scatolare SL02

Hsez	1.4	**m**
Bsez	1	**m**
Lsez	1	**m**
Vcls	1.4	**m3**
Ptot	129.2	**kg/m3**
Peso acciaio	7850	**kg/m3**
Incidenza media	**103.37**	**kg/m3**

Ferri longitudinali

	ϕ	Aϕ	n°barre	Peso
	mm	**m2**	**-**	**kg/m**
Strato superiore	24	4.52E-04	10	35.14
Strato inferiore	24	4.52E-04	10	35.14

Ferri trasversali

	ϕ	Aϕ	n°barre	Peso
	mm	**m2**	**-**	**kg/m**
Strato superiore	14	1.54E-04	5	6.04
Strato inferiore	14	1.54E-04	5	6.04

Staffe

ϕ	Aϕ	passo	n°bracci	Peso
mm	**m2**	**cm**	-	**kg/m**
12	1.13E-04	20	5	30.12

13. CALCOLO DEI MURI D'ALA

Si riporta nel seguito il calcolo dei muri d'ala presenti agli imbocchi del sottovia.

Tra questi il Muro d'ala 02 è quello che presenta le geometrie più rilevanti, con altezza massima di 7,30m e spessore variabile dalla sommità verso il piede da 0,40m a 1,00m. La scarpa di fondazione ha spessore 1,00m ed è lunga complessivamente 4,00m.

Di seguito si riportano le sezioni del muro di sostegno.

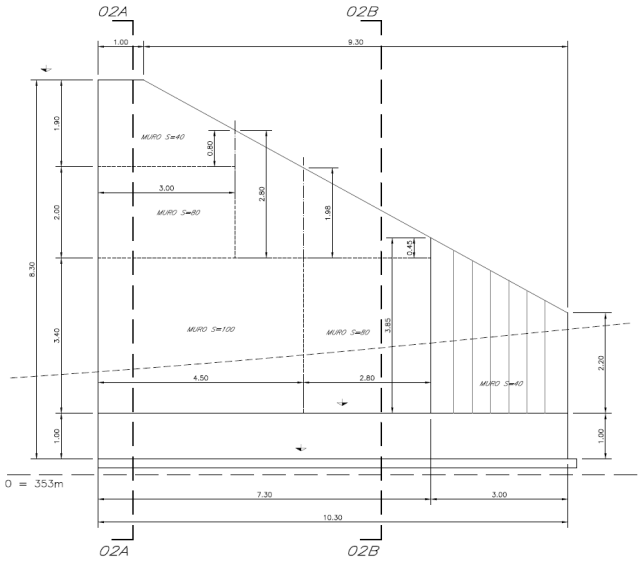


Figura 13-1 – Sezione longitudinale muro d'ala Sottovia scatolare SL02

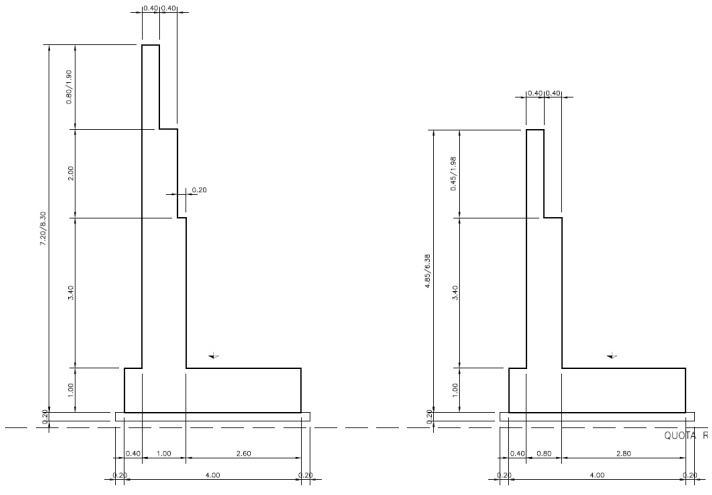


Figura 13-2 – Sezione trasversale muro d'ala Sottovia scatolare SL02

Per le verifiche geotecniche viene utilizzato l'approccio 2 (A1 + M1 + R3), secondo quanto previsto dalle NTC2018 di cui al Rif. [1].

Le verifiche vengono effettuate con foglio di calcolo automatico, in grado di elaborare le verifiche necessarie, una volta inserite geometrie, materiali, tipo di terreno e parametri dell'azione sismica.

Di seguito si riportano i risultati di calcolo per il muro d'ala 02.

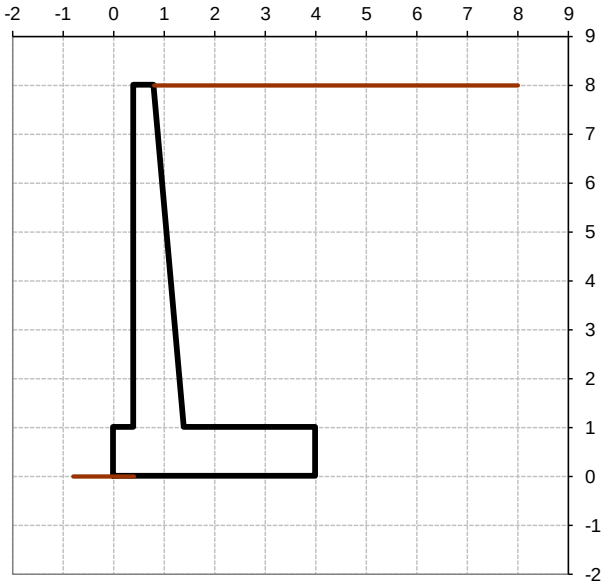
DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	7,00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,60	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	4,00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1,00	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,40	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2,60	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2,00	(m)



Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	0,90	1,00	1,00	1,00	1,10
	sfavorevole		1,10	1,30	1,00	1,00	1,10
Variabili	favorevole	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	1,10
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,10

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	tan φ'_k	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40	1,00	1,00
peso unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00	1,00	1,00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1,00	1,00	1,40	2,00	1,00
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,00
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,00

Dati Geotecnici

				valori caratteristici SLE	*valori di progetto* STR/GEO	*valori di progetto* EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	36,00	36,00	30,17
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m^3)	γ'	19,00	19,00	19,00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	19,00	19,00	15,92
Dati Terreno Fondazione	Condizioni			◉ drenate ○ Non Drenate		
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c1'	0,00	0,00	0,00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	φ1'	36,00	36,00	30,17
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m^3)	γ1	19,00	19,00	19,00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m^3)	γd	19,00	19,00	19,00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	8,00		
	Modulo di deformazione	(kN/m^2)	E	367000		

			SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,236		0,236		0,299	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,274		0,274		0,342	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,277		0,277		0,346	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3,852		3,852		3,020	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3,715		3,715		2,899	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3,705		3,705		2,890	

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls: C30/37

Rck	37	(MPa)
fck	30	(MPa)
fcm	38	(MPa)
Ec	32837	(MPa)
α_{cc}	0,85	
γc	1,50	
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma c$	17,00	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	2,90	(MPa)

Acciaio

tipo di acciaio: B450C

fyk =	450	(MPa)
γs =	1,15	
fyd = fyk / γs / γE =	391,30	(MPa)
Es =	210000	(MPa)
ε_{ys} =	0,19%	

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c	11	Mpa
σ_f	260	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	11	Mpa
σ_f	260	Mpa

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 6,00 (cm)

FORZE VERTICALI

			SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)					
Pm1 =	(B2*H3*γcls)/2	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Pm2 =	(B3*H3*γcls)	(kN/m)	70,00	70,00	63,00
Pm3 =	(B4*H3*γcls)/2	(kN/m)	52,50	52,50	47,25
Pm4 =	(B*H2*γcls)	(kN/m)	100,00	100,00	90,00
Pm5 =	(Bd*Hd*γcls)	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	222,50	222,50	200,25
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)					
Pt1 =	(B5*H3*γ')	(kN/m)	345,80	345,80	311,22
Pt2 =	(0,5*(B4+B5)*H4*γ')	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Pt3 =	(B4*H3*γ')/2	(kN/m)	39,90	39,90	35,91
Sovr =	qp * (B4+B5)	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	385,70	385,70	347,13
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	q * (B4+B5)	(kN/m)	16	24	
Sovr acc. Sism	qs * (B4+B5)	(kN/m)	0		

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

				SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)						
Mm1 =	Pm1*(B1+2/3 B2)	(kNm/m)		0,00	0,00	0,00
Mm2 =	Pm2*(B1+B2+0,5*B3)	(kNm/m)		42,00	42,00	37,80
Mm3 =	Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)	(kNm/m)		52,50	52,50	47,25
Mm4 =	Pm4*(B/2)	(kNm/m)		200,00	200,00	180,00
Mm5 =	Pm5*(B - Bd/2)	(kNm/m)		0,00	0,00	0,00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 +Mm5	(kNm/m)		294,50	294,50	265,05
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro						
Mt1 =	Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)	(kNm/m)		933,66	933,66	840,29
Mt2 =	Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))	(kNm/m)		0,00	0,00	0,00
Mt3 =	Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)	(kNm/m)		47,88	47,88	43,09
Msovr =	Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))	(kNm/m)		0,00	0,00	0,00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)		981,54	981,54	883,39
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro						
Sovr acc. Stat	*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))	(kNm/m)		38,4	57,6	
Sovr acc. Sism	*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))	(kNm/m)		0		

CONDIZIONE STATICA

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	Pm + Pt + v + Stv + Sqv perm + Sqv acc	673,47	(kN/m)		

Risultante forze orizzontali (T)

T =	Sth + Sqh + f	189,55	(kN/m)		

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$tg\varphi 1'$	0,73	(-)		

Fs scorr.	**(N*f + Sp) / T**	**2,58**	**>**	**1,1**	

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	Mm + Mt + Mfext3	1148,44	(kNm/m)		

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	MSt + MSq + Mfext1+ Mfext2 + MSp	342,18	(kNm/m)		

Fs ribaltamento	**Ms / Mr**	**3,36**	**>**	**1**	

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

		Nmin	Nmax	
Risultante forze verticali (N)				
N =	Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	673,47	697,47	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sth + Sqh + f - Sp	189,55	189,55	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	1013,81	1071,41	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	333,12	323,52	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitrario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0{,}5 \gamma_1 B N_\gamma i_\gamma$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kPa)
$\varphi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	36,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19,00		(kN/m^3)
$q_0 = \gamma d * H2'$	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m^2)
e = M / N	eccentricità	0,49	0,46	(m)
B*= B - 2e	larghezza equivalente	3,01	3,07	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = tg^2(45 + \varphi'/2) e^{(\pi * tg(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	37,75		(-)
$N_c = (N_q - 1)/tg(\varphi')$	(2+π in cond. nd)	50,59		(-)
$N_\gamma = 2*(N_q + 1)*tg(\varphi')$	(0 in cond. nd)	56,31		(-)

I valori di ic, iq e iγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T/(N + B*c'cotg\varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,52	0,53	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0,50	0,50	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B*c'cotg\varphi'))^{m+1}$		0,37	0,37	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	597,53	597,53	(kN/m^2)

FS carico limite	**F = qlim*B*/ N**	Nmin	**2,67**	>	**1,4**
		Nmax	**2,63**	>	

CONDIZIONE SISMICA +

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv — 685,97 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh — 206,39 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = tgφ1' — 0,73 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T — 2,41 > 1,1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = Mm + Mt + Mfext3 — 1276,04 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr)

Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts — 434,85 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr — 2,93 > 1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

		Nmin	Nmax	
Risultante forze verticali (N)				
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	685,97	685,97	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	206,39		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	946,89	946,89	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	425,05	425,05	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

qlim = c'Nc*ic + q_0*Nq*iq + 0,5*γ1*B*Nγ*iγ

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\varphi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	36,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19,00		(kN/m^3)
$q_0 = \gamma d * H2'$	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m^2)
e = M / N	eccentricità	0,62	0,62	(m)
B*= B - 2e	larghezza equivalente	2,76	2,76	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$Nq = tg^2(45 + \varphi'/2)*e^{(\pi*tg(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	37,75		(-)
$Nc = (Nq - 1)/tg(\varphi')$	(2+π in cond. nd)	50,59		(-)
$N\gamma = 2*(Nq + 1)*tg(\varphi')$	(0 in cond. nd)	56,31		(-)

I valori di ic, iq e iγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$iq = (1 - T/(N + B*c'cotg\varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,49	0,49	(-)
$ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)$		0,47	0,47	(-)
$i\gamma = (1 - T/(N + B*c'cotg\varphi'))^{m+1}$		0,34	0,34	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	504,67	504,67	(kN/m^2)

FS carico limite	**F = qlim*B*/ N**	Nmin	**2,03**	>	**1,4**
		Nmax	**2,03**	>	

CONDIZIONE SISMICA -

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N	=	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	639,63	(kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)

T	=	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	196,92	(kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f)

f	=	$tg\varphi 1'$	0,73	(-)

Fs	**=**	**(N*f + Sp) / T**	**2,36**	>	**1,1**

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)
Ms = Mm + Mt + Mfext3 — 1276,04 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr)
Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts — 508,02 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr — 2,51 > 1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

		Nmin	Nmax	
Risultante forze verticali (N)				
N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv		639,63	639,63	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp		196,92		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM = ΣM		867,31	867,31	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M = Xc*N - MM		411,96	411,96	(kNm/m)

I valori di Nc, Nq e Ng sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$Nq = tg^2(45 + \varphi'/2)*e^{(\pi*tg(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	37,75	(-)
$Nc = (Nq - 1)/tg(\varphi')$	(2+π in cond. nd)	50,59	(-)
$N\gamma = 2*(Nq + 1)*tg(\varphi')$	(0 in cond. nd)	56,31	(-)

I valori di ic, iq e $i\gamma$ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$iq = (1 - T/(N + B*c'cotg\varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,48	0,48	(-)
$ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)$		0,46	0,46	(-)
$i\gamma = (1 - T/(N + B*c'cotg\varphi'))^{m+1}$		0,33	0,33	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim (carico limite unitario) — 481,02 — 481,02 — (kN/m^2)

FS carico limite — **F = qlim*B*/ N**

Nmin **2,04** > **1,4**
Nmax **2,04** >

Coefficienti di sicurezza

	Scorrimento	*Ribaltamento*	*Carico limite*
Statico	**2,58**	**3,36**	**2,63**
Sismico	**2,36**	**2,51**	**2,03**

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

caso	σmonte	σ2b	Mb	Vb	σ2c	Mc	Vc
	[kN/m^2]	[kN/m^2]	[kNm]	[kN]	[kN/m^2]	[kNm]	[kN]
statico	43,45	205,84	-373,92	-151,99	124,64	-158,77	-161,41
	53,05	210,76	-372,09	-152,61	131,90	-157,66	-160,20
sisma+	12,10	219,31	-424,81	-180,75	115,70	-171,94	-185,84
	12,10	219,31	-424,81	-180,75	115,70	-171,94	-185,84
sisma-	5,42	206,25	-408,25	-174,04	105,84	-164,78	-178,78
	5,42	206,25	-408,25	-174,04	105,84	-164,78	-178,78

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M_{ext}	M_{tot}	N_{ext}	N_{pp}	N_{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7,00	314,73	40,96	0,00	355,68	0,00	122,50	122,50
e-e	5,25	132,78	23,04	0,00	155,81	0,00	82,03	82,03
f-f	3,50	39,34	10,24	0,00	49,58	0,00	48,13	48,13
g-g	1,75	4,92	2,56	0,00	7,48	0,00	20,78	20,78

sezione	h	Vt	Vq	V_{ext}	V_{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7,00	134,88	11,70	0,00	146,59
e-e	5,25	75,87	8,78	0,00	84,65
f-f	3,50	33,72	5,85	0,00	39,57
g-g	1,75	8,43	2,93	0,00	11,36

condizione sismica +

sezione	h	Mt_{stat}	Mt_{sism}	Mq	M_{ext}	$M_{inerzia}$	M_{tot}	N_{ext}	$N_{pp+inerzia}$	N_{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7,00	242,10	52,51	0,00	0,00	26,03	320,64	0,00	126,84	126,84
e-e	5,25	102,14	22,15	0,00	0,00	13,42	137,71	0,00	84,94	84,94
f-f	3,50	30,26	6,56	0,00	0,00	5,42	42,25	0,00	49,83	49,83
g-g	1,75	3,78	0,82	0,00	0,00	1,22	5,82	0,00	21,52	21,52

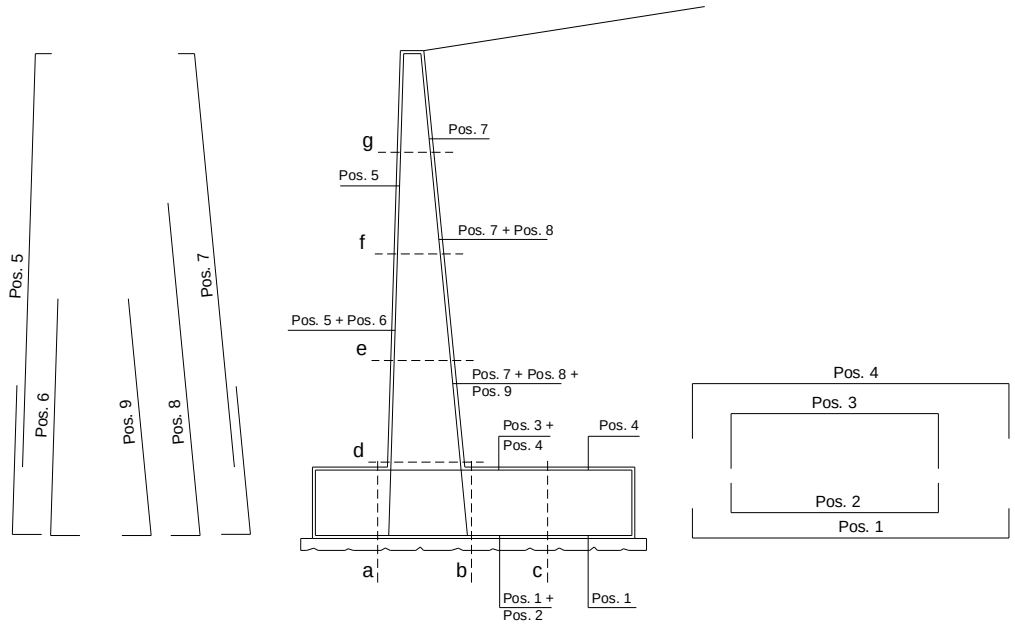
sezione	h	Vt_{stat}	Vt_{sism}	Vq	V_{ext}	$V_{inerzia}$	V_{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7,00	103,76	22,51	0,00	0,00	8,68	134,94
e-e	5,25	58,36	12,66	0,00	0,00	5,81	76,83
f-f	3,50	25,94	5,63	0,00	0,00	3,41	34,97
g-g	1,75	6,48	1,41	0,00	0,00	1,47	9,36

condizione sismica -

sezione	h	Mt_{stat}	Mt_{sism}	Mq	M_{ext}	$M_{inerzia}$	M_{tot}	N_{ext}	$N_{pp+inerzia}$	N_{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7,00	242,10	34,62	0,00	0,00	26,03	302,75	0,00	118,16	118,16
e-e	5,25	102,14	14,60	0,00	0,00	13,42	130,16	0,00	79,13	79,13
f-f	3,50	30,26	4,33	0,00	0,00	5,42	40,01	0,00	46,42	46,42
g-g	1,75	3,78	0,54	0,00	0,00	1,22	5,54	0,00	20,05	20,05

sezione	h	Vt_{stat}	Vt_{sism}	Vq	V_{ext}	$V_{inerzia}$	V_{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7,00	103,76	14,84	0,00	0,00	8,68	127,27
e-e	5,25	58,36	8,35	0,00	0,00	5,81	72,52
f-f	3,50	25,94	3,71	0,00	0,00	3,41	33,06
g-g	1,75	6,48	0,93	0,00	0,00	1,47	8,88

SCHEMA DELLE ARMATURE



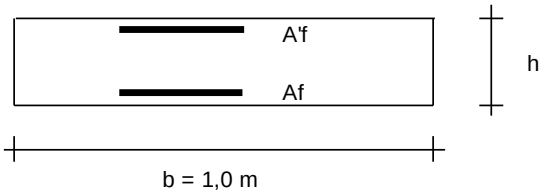
ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	5,0	24		5	5,0	24	
2	0,0	0	☐	6	0,0	0	☐
3	0,0	0	☐	7	5,0	24	
4	5,0	24		8	0,0	0	☐
				9	0,0	0	☐

Vengono quindi disposti ferri Ø24/20cm longitudinali sia sui paramenti che in fondazione.

PRESSOFLESSIONE

VERIFICHE



a-a	pos 1-2-3-4
b-b	pos 1-2-3-4
c-c	pos 1-4
d-d	pos 5-6-7-8-9
e-e	pos 5-6-7-8-9
f-f	pos 5-7-8
g-g	pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(kNm)
a - a	23,62	0,00	1,00	22,62	22,62	803,95
b - b	-424,81	0,00	1,00	22,62	22,62	803,95
c - c	-171,94	0,00	1,00	22,62	22,62	803,95
d - d	355,68	122,50	1,00	22,62	22,62	858,04
e -e	155,81	82,03	0,85	22,62	22,62	701,27
f - f	49,58	48,13	0,70	22,62	22,62	552,46
g - g	7,48	20,78	0,55	22,62	22,62	410,16

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

TAGLIO

Sez.	V_{Ed}	h	V_{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V_{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	125,19	1,00	318,56	10	20	20	21,8	1625,01	**Armatura a taglio non necessaria**
b - b	180,75	1,00	318,56	10	20	20	21,8	1625,01	**Armatura a taglio non necessaria**
c - c	185,84	1,00	318,56	10	20	20	21,8	1625,01	**Armatura a taglio non necessaria**
d - d	146,59	1,00	335,84	10	20	20	21,8	1625,01	**Armatura a taglio non necessaria**
e -e	84,65	0,85	303,27	10	20	20	21,8	1365,70	**Armatura a taglio non necessaria**
f - f	39,57	0,70	269,64	10	20	20	21,8	1106,39	**Armatura a taglio non necessaria**
g - g	11,36	0,55	234,19	10	20	20	21,8	847,08	**Armatura a taglio non necessaria**

FESSURAZIONE

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w_{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(mm)	(mm)
a - a	17,70	0,00	1,00	22,62	22,62	0,16	8,95	0,011	0,200
b - b	-271,64	0,00	1,00	22,62	22,62	2,50	137,37	0,170	0,200
c - c	-115,57	0,00	1,00	22,62	22,62	1,06	58,44	0,072	0,200
d - d	262,58	122,50	1,00	22,62	22,62	2,50	107,99	0,134	0,200
e -e	113,65	82,03	0,85	22,62	22,62	1,43	52,35	0,065	0,200
f - f	35,38	48,13	0,70	22,62	22,62	0,63	17,18	0,021	0,200
g - g	5,06	20,78	0,55	22,62	22,62	0,14	1,39	0,001	0,200

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w_{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(mm)	(mm)
a - a	16,93	0,00	1,00	22,62	22,62	0,16	8,56	0,011	0,200
b - b	-251,70	0,00	1,00	22,62	22,62	2,31	127,28	0,158	0,200
c - c	-107,56	0,00	1,00	22,62	22,62	0,99	54,39	0,067	0,200
d - d	242,10	122,50	1,00	22,62	22,62	2,31	97,69	0,121	0,200
e -e	102,14	82,03	0,85	22,62	22,62	1,29	45,44	0,056	0,200
f - f	30,26	48,13	0,70	22,62	22,62	0,54	13,42	0,017	0,200
g - g	3,78	20,78	0,55	22,62	22,62	0,10	0,52	0,000	0,200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Il muro risulta verificato.