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

RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA-VITERBO

TRATTA CESANO VIGNA DI VALLE

IN19 – Tombino idraulico al km 36+016

Relazione di calcolo scatolare

SCALA: -

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
NR1J	01	D	29	CL	IN1900	001	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F. Serrau	05-2020	M. Monda	05-2020	T. Paoletti	05-2020	F. Arduini 05-2020

File: NR1J01D29CLIN1900001A.DOC		n. Elab.: 307.10

INDICE

1 PREMESSA 4

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 5

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO 6

4 UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA 7

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI 8

5.1 DATI GENERALI 8

5.2 CARATTERISTICHE TECNICHE 8

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 10

7 CRITERI PROGETTUALI 11

7.1 VITA NOMINALE 11

7.2 CLASSE D'USO 11

7.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA 11

8 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO 12

8.1 GEOMETRIA SCATOLARE 12

8.1.1 Peso proprio (g1) 12

8.1.2 Pesi permanenti non strutturali (g2) 12

8.1.3 Spinta statica del terreno (g2k) 14

8.1.4 Azione del sovraccarico accidentale mobile (Q_{VK} e q_{vk}) 16

8.2 VARIAZIONE TERMICA 21

8.3 RITIRO 21

8.4 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA 22

9 COMBINAZIONI DI CARICO 28

10 MODELLAZIONE STRUTTURALE 34

10.1 MODELLAZIONE ADOTTATA 34

10.2 RISULTATI ANALISI STRUTTURALE 37

11 VERIFICHE STRUTTURALI 46

11.1 SEZIONE 1 – SOLETTA SUPERIORE APPOGGIO – VERIFICA PER MOMENTO NEGATIVO 46

11.2 SEZIONE 2 – SOLETTA SUPERIORE MEZZERIA – VERIFICA PER MOMENTO POSITIVO 49

11.3 SEZIONE 3 – PIEDRITTO TESTA 51

11.4 SEZIONE 4 – PIEDRITTO PIEDE 54

11.5 SEZIONE 5 – FONDAZIONE – SEZIONE IN CORRISPONDENZA DI ATTACCO AL PIEDRITTO 57

11.6 SEZIONE 6 – FONDAZIONE – SEZIONE IN MEZZERIA 60

12 VERIFICHE GEOTECNICHE 62

12.1 VERIFICA DEI CEDIMENTI 62

12.2 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE 64

13 RIEPILOGO INCIDENZA E ARMATURA 68

1 PREMESSA

Il progetto di raddoppio della tratta Cesano – Vigna di Valle, sulla linea ferroviaria Roma – Viterbo, costituisce la prima fase funzionale del più esteso intervento di raddoppio tra Cesano e Bracciano, previsto dal recente Accordo Quadro tra Regione Lazio e RFI del 22/02/2018.

Nella presente relazione sono illustrati i calcoli e le verifiche **per il tombino idraulico IN19 alla pk 36+016**.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le principali Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento e prese a riferimento sono le seguenti:

- ✓ Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni»
- ✓ Circolare del 21.01.2019 contenente le istruzioni per le l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 17.01.2018
- ✓ Manuale di progettazione RFI DTC SI PS MA IFS 001 C PARTE II – SEZIONE 2;
- ✓ Manuale di progettazione RFI DTC SI CS MA IFS 001 C PARTE II – SEZIONE 3;
- ✓ Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili - RFI DTC SI PS SP IFS 001 C PARTE II – SEZIONE 6;
- ✓ Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- ✓ 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
- ✓ UNI EN 1998-1:2013 – Strutture in zone sismiche – parte 1: generale ed edifici.
- ✓ UNI EN 1998-2:2011 – Strutture in zone sismiche –parte 2: ponti.
- ✓ UNI EN 1992-1-1: EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- ✓ DECRETO 31 luglio 2012 Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Vengono presi a riferimento tutti gli elaborati grafici progettuali di pertinenza.

Relazione tecnica descrittiva	-	N	R	1	J	0	1	D	2	9	R	O	I	N	1	9	0	0	0	0	1	A
Planimetria di progetto	1:500	N	R	1	J	0	1	D	2	9	P	8	I	N	1	9	0	0	0	0	1	A
Relazione di calcolo scatolare	-	N	R	1	J	0	1	D	2	9	C	L	I	N	1	9	0	0	0	0	1	A
Relazione di calcolo opere provvisionali	-	N	R	1	J	0	1	D	2	9	C	L	I	N	1	9	0	0	0	0	2	A
Fasi costruttive 1/2	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	N	1	9	0	0	0	0	1	A
Fasi costruttive 2/2	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	N	1	9	0	0	0	0	2	A
Scavi e opere provvisionali -Pianta e sezioni	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	P	Z	I	N	1	9	0	0	0	0	1	A
Carpenteria scatolare - Pianta e sezioni	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	N	1	9	0	0	0	0	3	A

4 UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA

Si utilizza il Sistema Internazionale (SI):

unità di misura principali

N	(Newton)	unità di forza
m	(metro)	unità di lunghezza
kg	(kilogrammo-massa)	unità di massa
s	(secondo)	unità di tempo

unità di misura derivate

kN	(kiloNewton)	10^3 N
MN	(megaNewton)	10^6 N
kgf	(kilogrammo-forza)	1 kgf = 9.81 N
cm	(centimetro)	10^{-2} m
mm	(millimetro)	10^{-3} m
Pa	(Pascal)	1 N/m^2
kPa	(kiloPascal)	10^3 N/m^2
MPa	(megaPascal)	10^6 N/m^2
N/m³	(peso specifico)	
g	(accelerazione di gravità)	~9.81 m/s^2

corrispondenze notevoli

1 MPa = 1 N/mm^2

1 MPa ~ 10 kgf/cm^2

1 kN/m^3 ~ 100 kgf/m^3

Si utilizzano i seguenti principali simboli con le relative unità di misura normalmente adottate:

γ	(gamma)	peso dell'unità di volume	(kN/m^3)
σ	(sigma)	tensione normale	(N/mm^2)
τ	(tau)	tensione tangenziale	(N/mm^2)
ε	(epsilon)	deformazione	(m/m - adimensionale)
φ	(fi)	angolo di resistenza	(° sessagesimali)

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 Dati generali

L'opera è in calcestruzzo cementizio armato.

Le caratteristiche dei materiali previsti dal progetto sono le seguenti:

- Calcestruzzo

  Si prevede solo l'impiego di calcestruzzo gettato in opera.

- Armature lente in barre

  Si utilizza acciaio tipo B450C.

5.2 Caratteristiche tecniche

Le caratteristiche dei materiali sono ricavate con riferimento alle indicazioni contenute nei capitoli 4 e 11 del D.M. 17 gennaio 2018. Nelle tabelle che seguono sono indicate le principali caratteristiche e i riferimenti dei paragrafi del D.M. citato.

Calcestruzzo strutture scatolari C30/37 – Classe di esposizione XA1 – Ambiente aggressivo

$\mathbf{R_{ck}}$**=**	**37**	**Mpa**	Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica del calcestruzzo a 28 gg
$\mathbf{f_{ck}}$**=**	30	**Mpa**	Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo a 28 gg
$\mathbf{f_{cm}}$**=**	38	**Mpa**	Valore medio della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo
$\mathbf{f_{ctm}}$**=**	2.9	**Mpa**	Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo
$\mathbf{f_{cfm}}$**=**	3.48		Valore medio della resistenza a trazione per flessione del calcestruzzo
$\mathbf{f_{ctk,0,05}}$**=**	2.0	**Mpa**	Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo (frattile del 5%)
$\mathbf{f_{ctk,0,95}}$**=**	3.8	**Mpa**	Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo (frattile del 95%)
$\mathbf{E_{cm,t0}}$**=**	33000	**Mpa**	Modulo di elasticità secante del calcestruzzo
$\mathbf{E_{cm,t\infty}}$**=**		**Mpa**	Modulo di elasticità secante del calcestruzzo atempo infinito
$\mathbf{\varepsilon_{c1}}$**=**	2.2	**‰**	Deformazione di contrazione del calcestruzzo alla tensione di picco
$\mathbf{\varepsilon_{cu1}}$**=**	3.5	**‰**	Deformazione ultima di contrazione del calcestruzzo
$\mathbf{\varepsilon_{c2}}$**=**	2.0	**‰**	Deformazione di contrazione del calcestruzzo alla tensione di picco
$\mathbf{\varepsilon_{cu2}}$**=**	3.5	**‰**	Deformazione ultima di contrazione del calcestruzzo
n=	2.00		
$\mathbf{\varepsilon_{c3}}$**=**	1.8	**‰**	Deformazione di contrazione del calcestruzzo alla tensione di picco
$\mathbf{\varepsilon_{cu3}}$**=**	3.5	**‰**	Deformazione ultima di contrazione del calcestruzzo
C=50mm			Copriferro

Acciaio per ca

TIPO	**B450 C**	**Mpa**	Tipo di acciaio
f_{yk}=	450	**Mpa**	Tensione Caratteristica di Snervamento
f_{tk}=	540	**Mpa**	Tensione Caratteristica di Rottura
Verifiche agli SLU			
γs=	1.15		Coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio
f_{yd}=	391	**Mpa**	Resistenza di calcolo a Trazione dell'Acciaio
Verifiche agli SLE			
σs=	360	**Mpa**	Massima tensione nel l'acciaio in combinazione RARA

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Di seguito si riportano il modello geotecnico relativo al tratto in cui è posizionato il tombino IN19.

- Modello geotecnico n° 6, dalla pk 34+600 alla pk 36+050

Unità geotecnica	Descrizione	z iniz (m)	z fin (m)	spessore (m)	Peso di volume (kN/m^3)	Tipo di terreno	Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	C' (kPa)	Modulo elastico E (MPa)
U2a	Sabbia limosa /limo sabbioso	0	10	10	16	GG	30	0	20
U3a	PVI-Depositi vulcanici - Sabbia limosa con ghiaia limosa	10	18	8	17	GG	32	0	55
U4a	Roccia basaltica	18	30	12	26	R	40	0	5000 (*)

- Falda: non rilevata
- Categoria del suolo: E

7 CRITERI PROGETTUALI

7.1 Vita Nominale

La vita nominale di progetto VN di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. I valori minimi di VN da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella tabella seguente estratta dal manuale di progettazioene:

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

Nel presente caso l'opera viene inserita nella seguente tipologia di costruzione con vita nominale **75 anni.**

7.2 Classe d'uso

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera appartiene alla seguente classe d'uso II a cui corrisponde un coefficiente d'uso pari ad 1.00.

7.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto VN per il coefficiente d'uso CU. Pertanto:

V_R = 75 x 1.0 = **75 anni**

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R = 712

8 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio e in presenza dell'evento sismico. Tutti i carichi elementari si riferiscono a un concio longitudinale di lunghezza unitaria, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

8.1 Geometria scatolare

- Spessore soletta di fondazione: 0.50 m;
- Spessore piedritti: 0.50 m;
- Spessore soletta di copertura: 0.50 m;
- Larghezza netta: 2.00 m;
- Altezza netta: 2.00 m.

8.1.1 Peso proprio (g1)

Il software calcola in automatico il peso degli elementi strutturali.

Si considera un peso di unità di volume per il calcestruzzo armato pari a 25 kN/m3.

8.1.2 Pesi permanenti non strutturali (g2)

Sono stati considerati i seguenti carichi permanenti al di sopra della soletta superiore:

- Ballast e armamento: 0.80 m x 18.00 kN/m^3 = 14.40 kN/m^2;
- Sub-ballast: 0.12 m x 18.00 kN/m^3 = 2.16 kN/m^2;
- Supercompattato: 0.30 m x 20.00 kN/m^3 = 6.00 kN/m^2;
- Ricoprimento 0.21 m x 20.00 kN/m^3 = 4.20 kN/m^2;
- Peso totale dei permanenti portati: g2= 27.00 kN/m2.

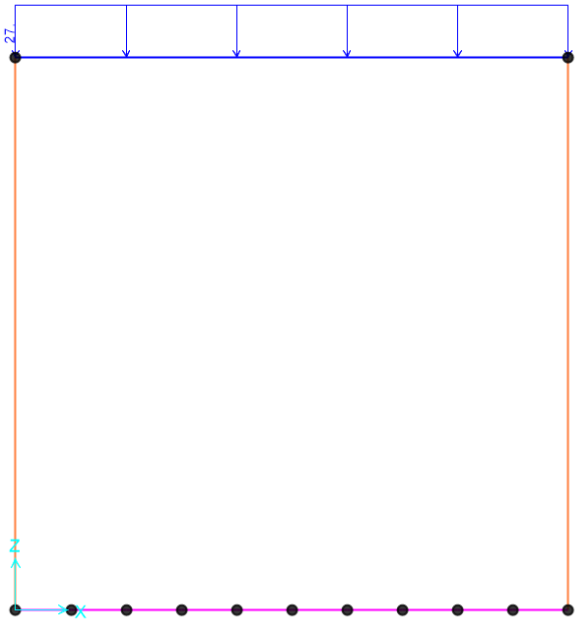


Figure 1: ricoprimento

In più, viene aggiunto, come carico concentrato nei nodi d'angolo in comune tra la soletta superiore e i piedritti, il carico permanente sulla soletta di copertura dovuto al peso della zona sovrastante la metà dello spessore del piedritto (la modellazione dello scatolare è stata fatta in asse piedritto).

Peso ricoprimento per metà spessore piedritto: 27x(0.50/2)=7.00 kN.

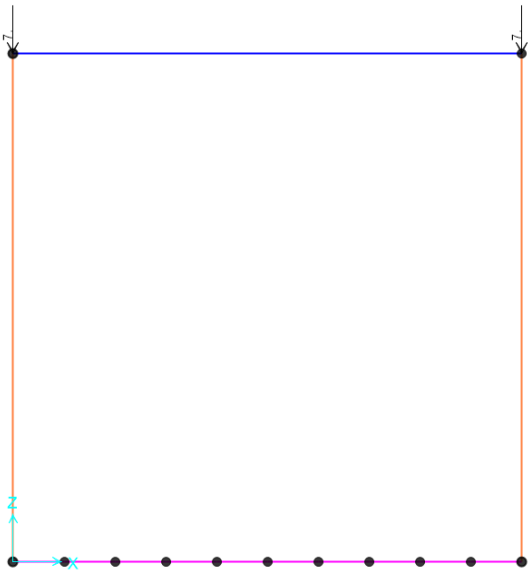


Figure 2: carico concentrato nei nodi d'angolo

8.1.3 Spinta statica del terreno (g2k)

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.

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

La pressione del terreno verrà calcolata secondo la formula:

$P = h*\gamma* K_0$

e per cui risulta alle diverse quote:

- K_0= 1-sen(ϕ)=1-sen(38)=0.384
- Pressione in corrispondenza della quota di estradosso della soletta superiore: P_1=0.384*(0.80*18.00+0.12*18.00+0.30*20.00+0.21*20)=10 kN/m^2
- Pressione in asse alla soletta superiore: $P_2=P_1$+0.384*(0.50/2*20.00)=12 kN/m^2
- Pressione in asse alla soletta inferiore: $P_3=P_2$+0.384*20.00*(0.50/2+2.00+0.50/2)=31 kN/m^2
- Pressione in corrispondenza della quota di estradosso della soletta inferiore: $P_4=P_3$+0.384*0.50/2*20.00=33 kN/m^2

In più, viene aggiunto, come carico concentrato nei nodi d'angolo in comune tra le solette e i piedritti, per la SPTSX e per la SPTDX la parte di spinta del terreno esercitata su 1/2 spessore della soletta sup. e su 1/2 spessore della soletta inferiore:

- Spinta sul semispessore della soletta superiore: $F_1=(P_1+P_2)$*(0.50/2)/2= 3.00 kN/m
- Spinta sul semispessore della soletta inferiore: $F_2=(P_3+P_4)$*(0.50/2)/2=8.00 kN/m

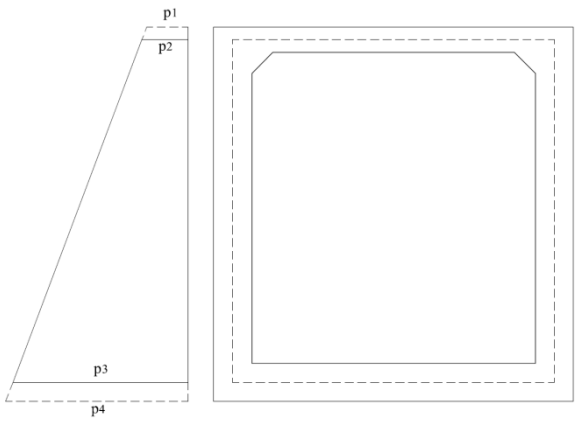


Figure 3: – Spinta del terreno

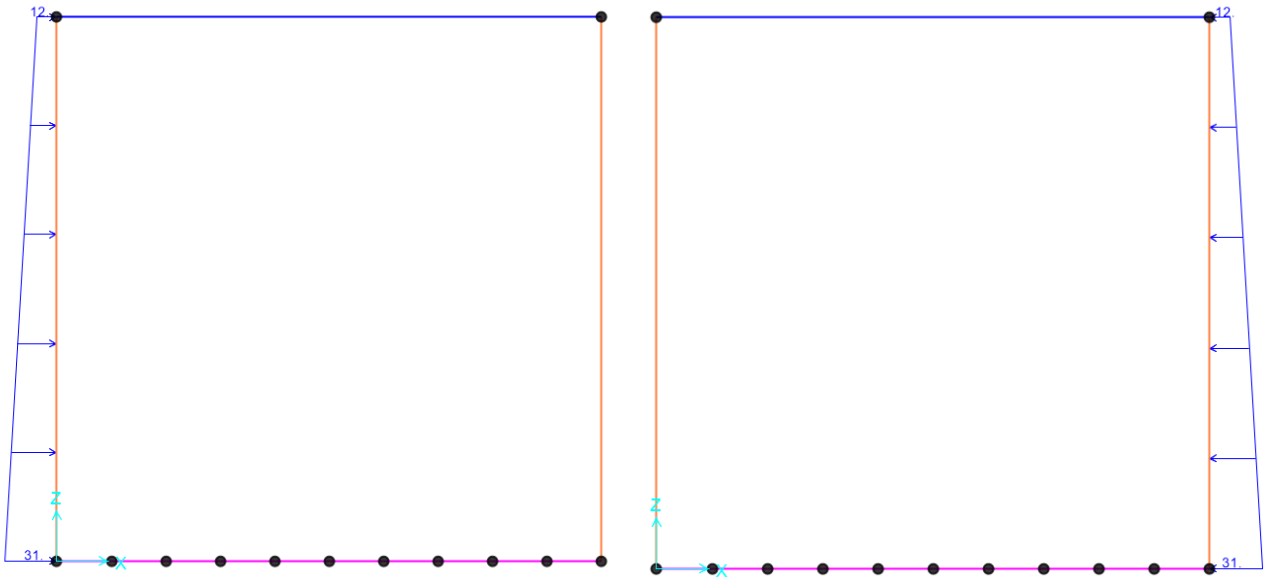


Figure 4: – Spinta del terreno – carico distribuito

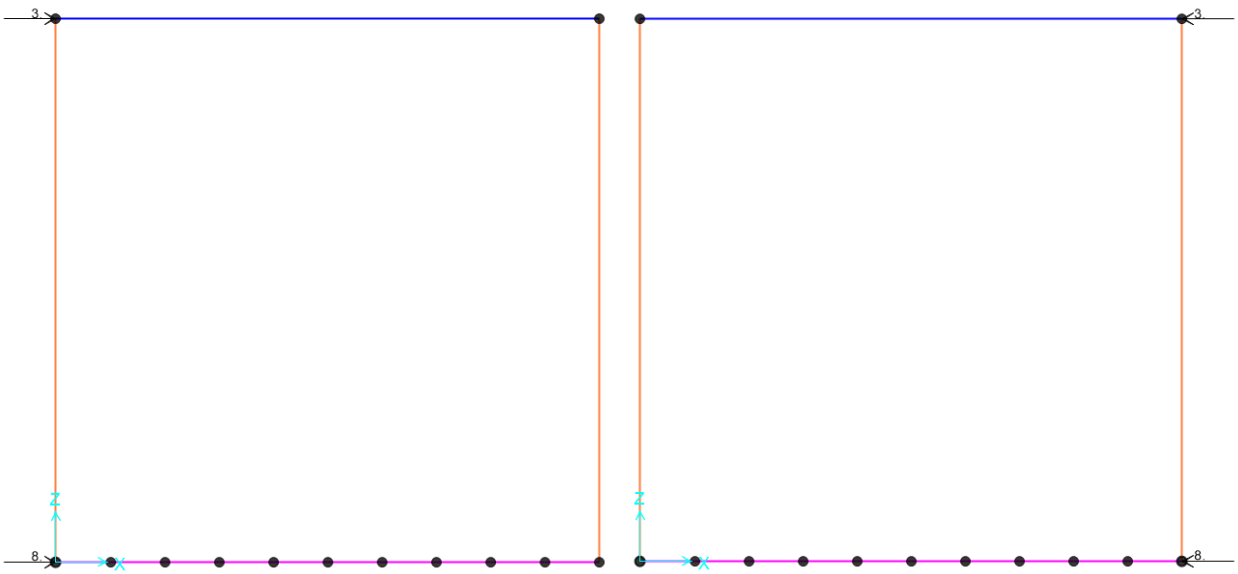


Figure 5: – Spinta del terreno – carico concentrato

8.1.4 Azione del sovraccarico accidentale mobile (Q_{VK} e q_{vk})

Per quanto attiene il sovraccarico ferroviario si applica il peggiore tra il carico verticale dovuto al treno SW/2 e il carico verticale dovuto al treno LM71.

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

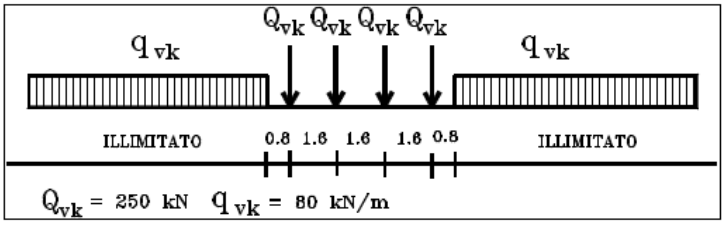
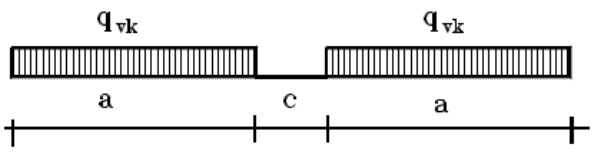


Figure 6: – Treno di carico LM71



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

Figure 7: – Treno di carico SW

I valori dei suddetti carichi devono essere amplificati mediante un coefficiente di adattamento "α", variabile in funzione della tipologia di infrastruttura, e un coefficiente dinamico "Φ", che tiene conto della natura dinamica del transito dei convogli.

Per il calcolo del coefficiente dinamico Φ si fa riferimento alla tabella 5.2.II del DM18:

5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera ≤ 5,0 m e luce libera ≤ 8,0 m). Per gli scatolari che non rispettano i precedenti limiti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo del Φ pari a 0,9, da applicare al coefficiente Φ	$\Phi_2 = 1{,}20$; $\Phi_3 = 1{,}35$

Coefficiente di amplificazione dinamica Φ, per linee con ridotto standard manutentivo:

$$\Phi_3 = 1.35$$

Il coefficiente di adattamento α, invece, viene assunto pari a 1.10.

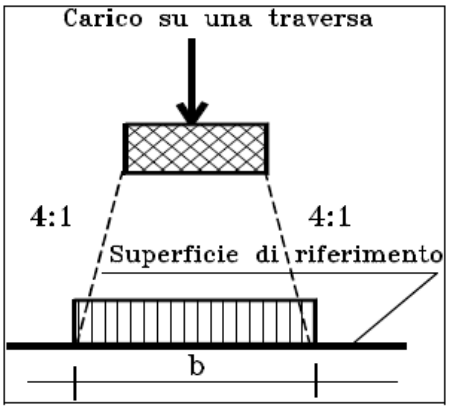
Determinazione delle larghezze di diffusione dei carichi mobili:

I sovraccarichi ferroviari (LM71 e SW2) si distribuiscono attraverso il ricoprimento con una pendenza 1 a 4 all'interno del ballast, con un angolo di diffusione pari all'angolo di attrito interno del terreno nel rinterro e con la pendenza a 45° all'interno del CLS, per cui la diffusione del carico in senso trasversale all'asse binario risulta pari a:

L_T=larghezza traversina = 2.40 m
$h_{\text{Ballast sotto la traversina}}$ = 0.40 m
$h_{\text{subballast}}$ = 0.12 m
$h_{\text{supercompattato}}$ = 0.30 m
h_{rilevato} = 0.21 m
h_{soletta} = 0.50 m

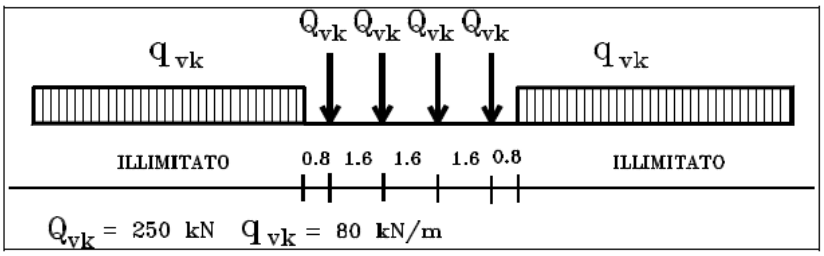
Larghezza di diffusione in direzione trasversale b_t:

$b_t = L_T + 2x(h_{ballast}/4 + h_{subballast}/4 + h_{supercompattato}/4 + h_{rilevato} * tg38° + h_{soletta}/2) = 3.65$ m



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

Treno LM71



Larghezza di diffusione in direzione longitudinale b_L:

b_L = 1.60x3 +2x($h_{ballast}$/4+ $h_{subballast}$/4+ h $_{supercompattato}$ /4 + h $_{rilevato}$ *tg38°+ $h_{soletta}$/2) = 6.05 m

Carico ripartito prodotto dalle forze concentrate – Treno di carico LM71

Qvk (a livello dell'asse della soletta) = 1.10 x 1.35 x 4 x 250 / (3.65 x 6.05) =67 kN/m2

Carico ripartito prodotto dal carico distribuito – Treno di carico LM71

qvk (a livello dell'asse della soletta) = 80 /3.65 x 1.10 x 1.35= 33 kN/m2

Carico ripartito prodotto dal carico distribuito – Treno di carico SW/2

qvk (a livello dell'asse della soletta) = 150 /3.65 x 1.00 x 1.35= 56 kN/m2

In funzione della distribuzione dei carichi, il treno di carico LM71 risulta essere peggiore rispetto al treno di carico SW2.

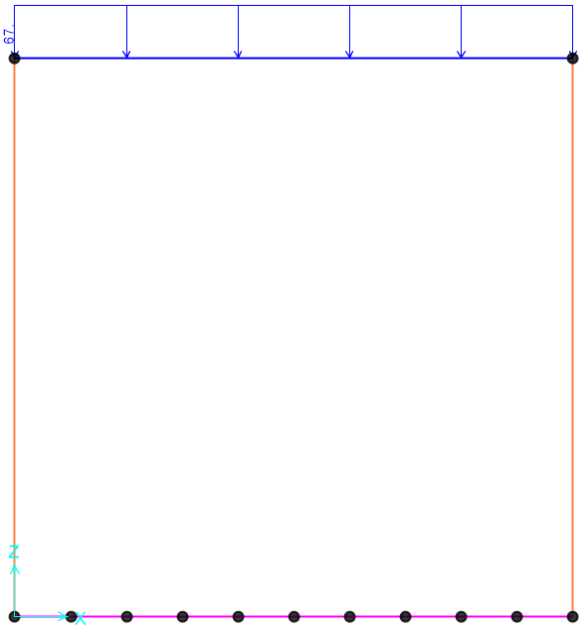


Figure 8: – Treno di carico sulla soletta

Spinta sui piedritti SPACC

A tergo dello scatolare, per una larghezza di 3 metri, si considera una pressione agente sui piedritti prodotta dalle quattro forze concentrate. Tale carico non sarà moltiplicato per il coefficiente dinamico ϕ.

Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a $S=k_0 q \cdot H$, 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.

Pressione del carico accidentale sui piedritti – LM71 (Condizioni SPACCSX e SPACCDX)

$q_{SPACCSX}$= 1.10 x 4 x 250 / (3.65 x 3.00) x 0.384 = 39 kN/m2

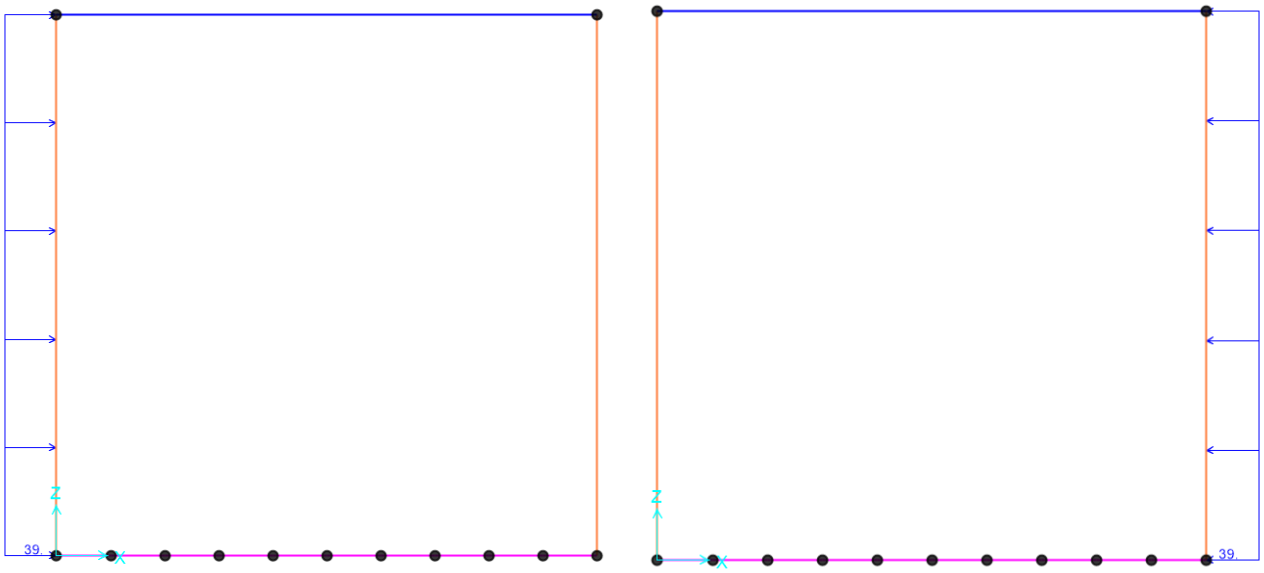


Figure 9: - Spinta del carico accidentale sui piedritti

Avviamento e frenatura AVV

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:

$$Q_{avv}=\alpha \times A_{vv}/L_t = 1.10 \times 33/3.65 = 10 \text{ kN/m}^2$$

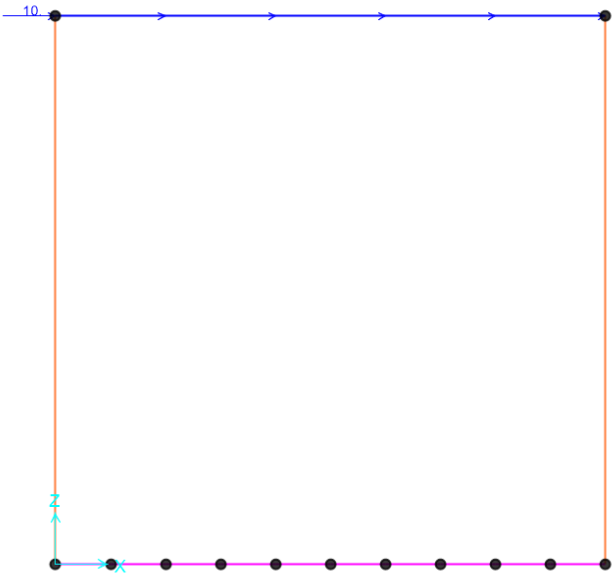


Figure 10: – avviamento

8.2 Variazione termica

La variazione termica uniforme applicata alla soletta di copertura è pari a $\Delta T = \pm 15°C$.

La variazione termica a farfalla applicata alla soletta di copertura è pari a $\Delta T = \pm 5°C$.

8.3 Ritiro

Gli effetti del ritiro vanno valutati a "lungo termine" attraverso il calcolo dei coefficienti ε_{cs} deformazione da ritiro totale e $\phi(t, t_0)$ coefficiente di viscosità, come definiti nell'EUROCODICE 2- UNI EN 1992-1-1.

In definitiva, i fenomeni di ritiro vengono considerati applicando alla soletta di copertura una variazione termica equivalente pari a:

$\Delta T_{rit} = -10$ °C.

8.4 Valutazione dell'azione sismica

Le opere in oggetto sono progettate per una vita nominale $\mathbf{V_N = 75}$ **anni** ed una classe d'uso II a cui corrisponde un coefficiente d'uso $\mathbf{C_U = 1.0}$.

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 712 anni.

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g, F_0, T^*_c.

$a_g \rightarrow$ accelerazione massima al sito;

$F_0 \rightarrow$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T^*_c \rightarrow$ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (Ss) e dell'amplificazione topografica (St).

Il tracciato oggetto di studio ha una lunghezza di circa 12 km. Dal punto di vista della caratterizzazione sismica è stato suddiviso in due tratte:

- Tratto 1: dalla pk 27 +769 alla pk 34+500
- Tratto 2: dalla pk 34+500 alla pk 39+497

All'interno dei tratti sono state individuate tre categorie di sottosuolo:

- Categoria di sottosuolo B a cui corrisponde un valore di S_S pari a 1.20
- Categoria di sottosuolo C a cui corrisponde un valore di S_S pari a 1.50
- Categoria di sottosuolo E a cui corrisponde un valore di S_S pari a 1.60

Nel caso in esame la categoria, la categoria di sottosuolo è la E.

In accordo con quanto riportato nella Relazione Geotecnica Generale che specifica la caratterizzazione sismica di tutta la linea, il valore dell'accelerazione a_g, valido per la seconda tratta, è considerato in corrispondenza della stazione Vigna di valle e, risulta pari a:

$$a_g = 0.071 \text{ g}$$

Per la categoria di sottosuolo la categoria E a cui è associato un valore di S_S pari a 1.60.

Per la valutazione dei parametri sismici è stato utilizzato il foglio di calcolo del ministero.

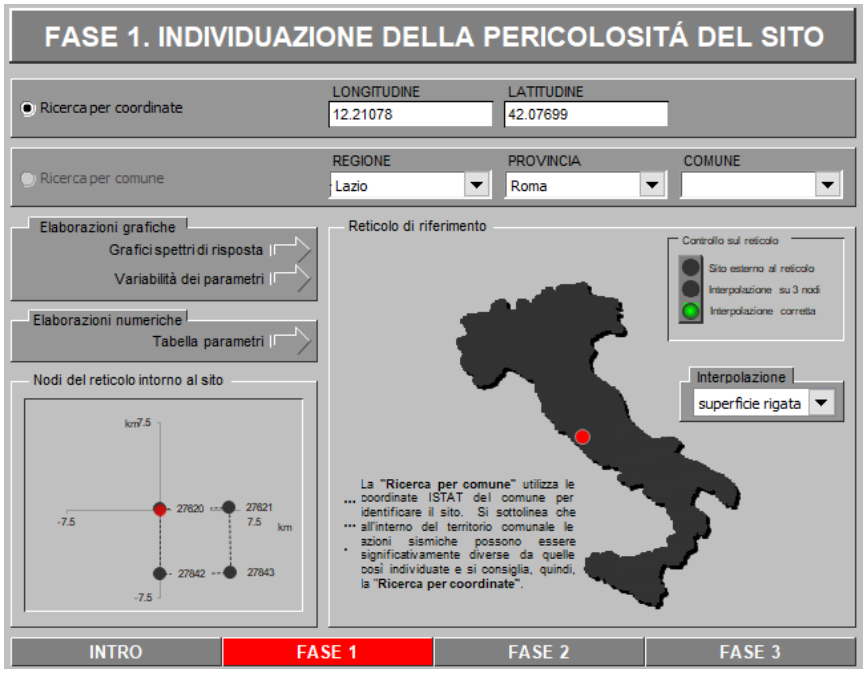


Figure 11: Fase 1, individuazione della pericolosità del sito

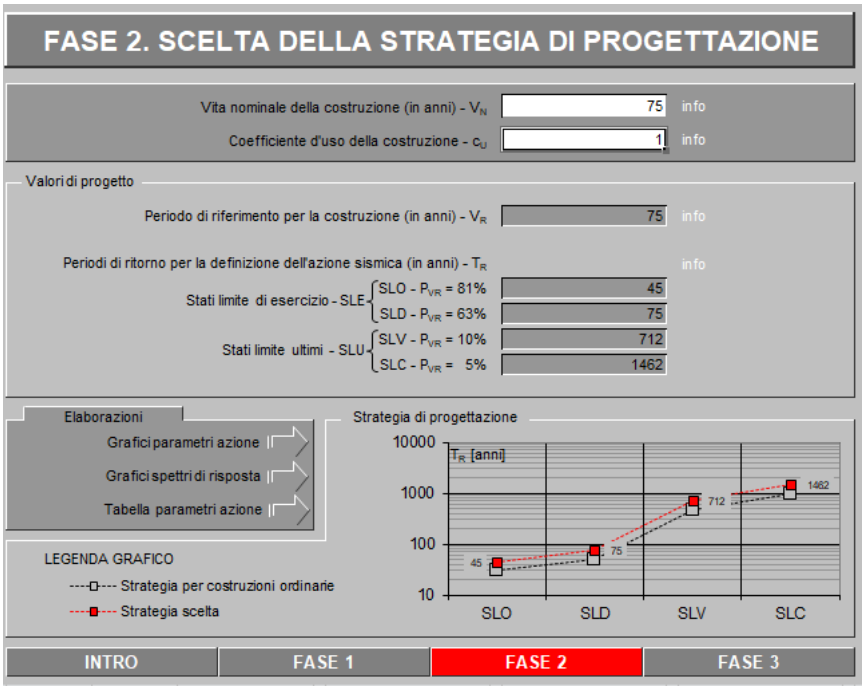


Figure 12: Fase 2, scelta della strategia di progettazione

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.036	2.660	0.248
SLD	75	0.041	2.674	0.274
SLV	712	0.071	2.929	0.349
SLC	1462	0.082	3.004	0.381

*Figure 13: Valori dei parametri ag, F0, TC*per i periodi di ritorno associati a ciascun stato limite*

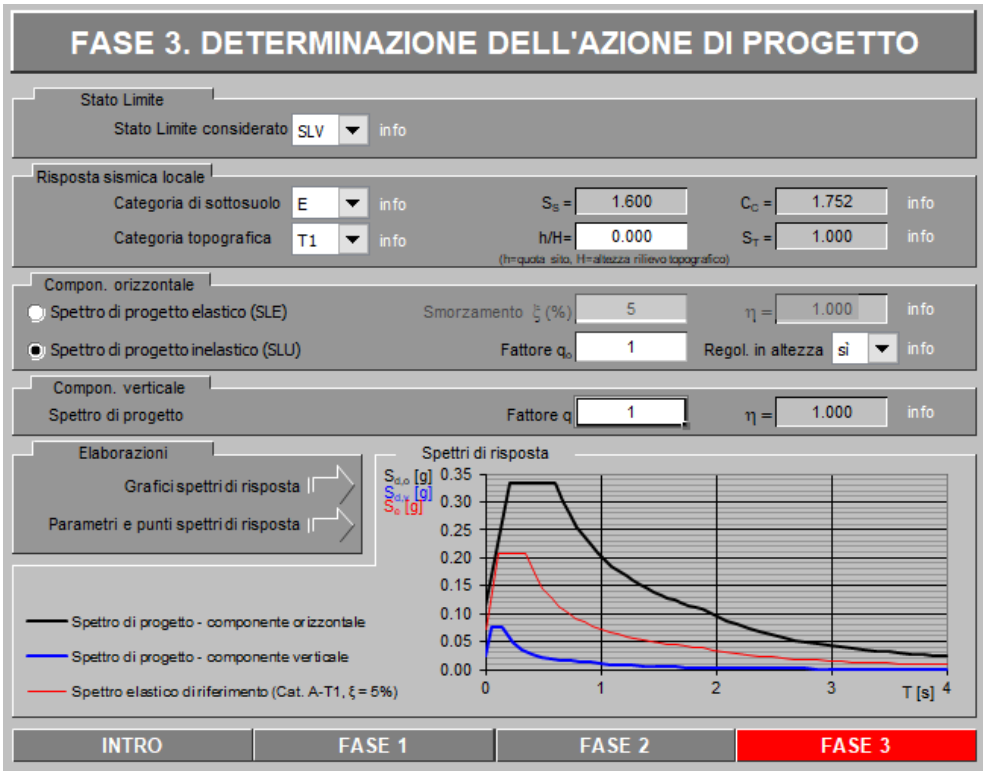


Figure 14: Determinazione dell'azione di progetto

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.071 g
F_o	2.929
T_C^*	0.349 s
S_S	1.600
C_C	1.752
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.600
η	1.000
T_B	0.204 s
T_C	0.611 s
T_D	1.884 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

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

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.113
T_B ←	0.204	0.332
T_C ←	0.611	0.332
	0.672	0.302
	0.733	0.277
	0.793	0.256
	0.854	0.238
	0.914	0.222
	0.975	0.208
	1.035	0.196
	1.096	0.185
	1.157	0.176
	1.217	0.167
	1.278	0.159
	1.338	0.152
	1.399	0.145
	1.460	0.139
	1.520	0.134
	1.581	0.129
	1.641	0.124
	1.702	0.119
	1.763	0.115
	1.823	0.111
T_D ←	1.884	0.108
	1.984	0.097
	2.085	0.088
	2.186	0.080
	2.287	0.073
	2.388	0.067
	2.488	0.062
	2.589	0.057
	2.690	0.053
	2.791	0.049
	2.891	0.046
	2.992	0.043
	3.093	0.040
	3.194	0.038
	3.295	0.035
	3.395	0.033
	3.496	0.031
	3.597	0.030
	3.698	0.028
	3.798	0.027
	3.899	0.025
	4.000	0.024

Figure 15: Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo SLV

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. I valori dei coefficienti sismici orizzontali kh e verticale kv possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a\max}{g} \qquad k_v = \pm 0.50 \cdot k_h$$

dove :

amax= Ss·St·ag accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g= accelerazione di gravità;

Essendo lo scatolare una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente βm assume il valore unitario.

Pertanto, i due coefficienti sismici valgono:

- kh = 0.1136
- kv = ±0.0568

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi permanenti strutturali (G1) e ai carichi permanenti non strutturali (G2). Si assume inoltre, per i carichi dovuti al transito dei convogli ferroviari ψ2=0.20.

Sisma orizzontale

Forza orizzontale totale sulla soletta di copertura:

$F_{h,1}$=(18x0.80+18x0.12+20x0.30+20x0.21+25x0.50+67x0.20)x0.1136= 6.00 kN/m

Forza orizzontale sui piedritti:

$F_{h,2}$=25x0.50x0.1136= 1.40 kN/m

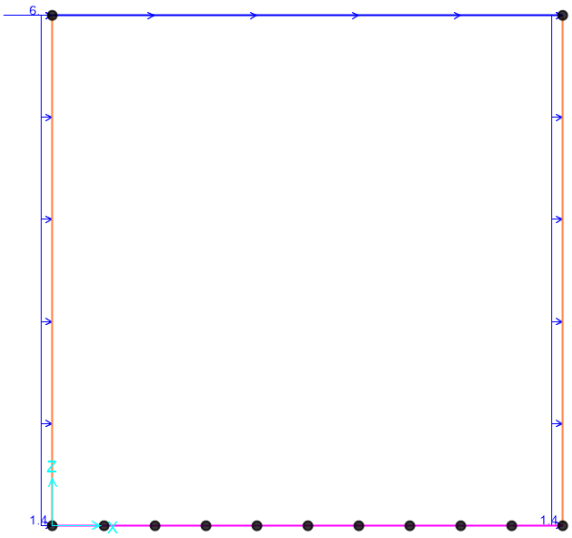


Figure 16:: inerzia orizzontale

Sisma verticale

Forza verticale sulla soletta di copertura:

$F_{v,1}$=(18x0.80+18x0.12+20x0.30+20x0.21+25x0.50+67x0.20) x 0.0568= 3.00 kN/m

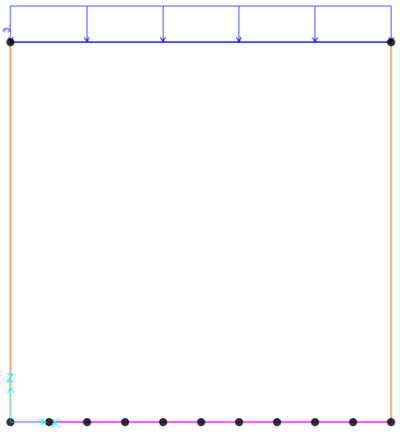


Figure 17: inerzia verticale

Spinta delle terre in fase sismica

Le spinte delle terre vengono determinate in base alla teoria di Wood secondo cui la risultante dell'incremento di spinta sismico su una parete di altezza H vale:

$$\Delta S_E = (a_{max}/g)\cdot\gamma\cdot H^2$$

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

$$\Delta S_E = (a_{max}/g)\cdot\gamma\cdot H^2 = 0.1136x20x3.00^2 = 20\ kN$$

Nel modello di calcolo viene applicato il valore della forza sismica per unità di superficie agente su un piedritto:

$$SPSSX=0.1136x20x3.00= 7.00\ kN/m$$

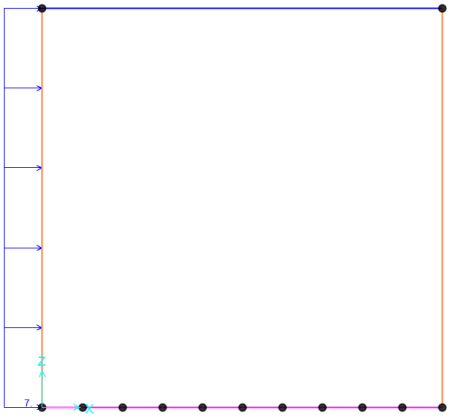


Figure 18: sovraspinta sismica di wood

9 COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni descritte nei paragrafi precedenti sono combinate tra loro, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto in base a quanto prescritto dalle NTC.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_P\cdot P + \gamma_{Q1}\cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2}\cdot\psi_{02}\cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3}\cdot\psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.1)$$

– Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}\cdot Q_{k2} + \psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.2)$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.3)$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.4)$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \ldots \quad (2.5.5)$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \ldots \quad (2.5.6)$$

Nella valutazione dell'azione sismica, la risposta è calcolata unitariamente per le due componenti come segue:

– E1 = ±1.00 Ex ±0.30 Ez

– E2 = ±0.30 Ex ±1.00 Ez

Con Ex ed Ez rappresentative rispettivamente dell'azione sismica orizzontale in direzione x e verticale in direzione z.

Gli effetti dei carichi verticali, dovuti alla presenza dei convogli, vengono combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti di cui alla Tabella 5.2.IV di seguito riportata. In particolare, per ogni gruppo viene individuata un'azione dominante che verrà considerata per intero; per le altre azioni, vengono definiti diversi coefficienti di combinazione. Ogni gruppo massimizza una particolare condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata.

Tabella 5.2.III - *Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte*

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante(2)
		caso a(1)	caso b(1)	
1	Primo	1,0 (LM 71"+"SW/0")	-	1,0 SW/2
2	Primo	1,0 (LM 71"+"SW/0")	-	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71"+"SW/0")	-	1,0 (LM 71"+"SW/0")
≥ 3	Primo	1,0 (LM 71"+"SW/0")	0,75 (LM 71"+"SW/0")	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71"+"SW/0")	0,75 (LM 71"+"SW/0")	1,0 (LM 71"+"SW/0")
	Altri	-	0,75 (LM 71"+"SW/0")	-

Tabella 5.2.IV - *Valutazione dei carichi da traffico*

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
Gruppo di carico	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo.2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	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

Azione dominante
(1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ,α, ecc..)
(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

I valori fra parentesi indicati nella Tab. 5.2.IV vanno assunti quando l'azione risulta favorevole nei riguardi della verifica che si sta svolgendo.

Il gruppo 4 è da considerarsi esclusivamente per le verifiche a fessurazione. I valori indicati fra parentesi si assumeranno pari a: 0.6 per impalcati con 2 binari caricati e 0.4 per impalcati con tre o più binari caricati.

In fase di combinazione, ai fini delle verifiche degli SLU e SLE per la verifica delle tensioni, si sono considerati i soli Gruppo 1 e 3, mentre per la verifica a fessurazione è stato utilizzato il Gruppo 4. Nella tabella 5.2.III vengono riportati i carichi da utilizzare in caso di impalcati con due, tre o più binari caricati.

I coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione ψ sono riportati nelle tabelle seguenti. In particolare nel calcolo della struttura in esame si fa riferimento alla combinazione A1 STR.

		Coefficiente	EQU[1]	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00	1,00 1,00	1,00 1,00
Carichi permanenti non strutturali[2]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30	1,00 1,00	1,00 1,00
Ballast[3]	favorevoli sfavorevoli	γ_{B}	0,90 1,50	1,00 1,50	1,00 1,30	1,00 1,00	1,00 1,00
Carichi variabili da traffico[4]	favorevoli sfavorevoli	γ_{Q}	0,00 1,45	0,00 1,45	0,00 1,25	0,00 0,20[5]	0,00 0,20[5]
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30	0,00 1,00	0,00 0,00
Precompressione	favorevole sfavorevole	γ_{P}	0,90 1,00[6]	1,00 1,00[7]	1,00 1,00	1,00 1,00	1,00 1,00

[1] Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
[2] Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
[3] Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
[4] Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
[5] Aliquota di carico da traffico da considerare.
[6] 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
[7] 1,20 per effetti locali

Tab. 1 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr_1	0,80[2]	0,80[1]	0,0
	gr_2	0,80[2]	0,80[1]	-
	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 neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

(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.

Tab. 2 – Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Si riportano di seguito le combinazioni di carico allo SLU, allo SLE e sismiche allo SLV implementate nel modello di calcolo:

n° Load Case	Load Case
1	dead
2	ricoprimento
3	SPTSX - spinta terreno da sx
4	SPTDX - spinta terreno da dx
5	treno (ACCM) - carico verticale treno
6	SPACCSX - spinta treno da sx
7	SPACCSX - spinta treno da dx
8	avviamento e frenatura
9	ΔT +15 uniforme
10	ΔT -15 uniforme
11	ΔT +5 lineare
12	ΔT -5 lineare
13	ritiro
14	inerzia orizzontale
15	inerzia verticale
16	wood

Tabella 9.1: casi elementari di carico

n° Load Case	Load Case	SLU 1	SLU 2	SLU 3	SLU 4	SLU 5	SLU 6	SLU 7	SLU 8	SLU 9	SLU 10	SLU 11	SLU 12	SLU 13	SLU 14	SLU 15
1	dead	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
2	ricoprimento	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
3	SPTSX - spinta terreno da sx	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50	1.50
4	SPTDX - spinta terreno da dx	1.50	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
5	treno (ACCM) - carico verticale treno	0.00	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.16	1.16	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.16	1.16
6	SPACCSX - spinta treno da sx	0.00	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.16	1.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	SPACCDX - spinta treno da dx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.16	1.16
8	avviamento e frenatura	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.45	1.16	1.16	0.00	0.00	1.45	1.45	1.45	1.16	1.16
9	ΔT +15 uniforme	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	1.50	0.00
10	ΔT -15 uniforme	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	1.50
11	ΔT +5 lineare	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	1.50
12	ΔT -5 lineare	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	1.50	0.00
13	ritiro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20
14	inerzia orizzontale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	inerzia verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	wood	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella 9.2: combinazioni di carico allo SLU

n° Load Case	Load Case	RARA 1	RARA 2	RARA 3	RARA 4	RARA 5	RARA 6	RARA 7	RARA 8	RARA 9	RARA 10	RARA 11	RARA 12	RARA 13	RARA 14	RARA 15	QP 1	QP 2	QP 3
1	dead	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	ricoprimento	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	SPTSX - spinta terreno da sx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4	SPTDX - spinta terreno da dx	1.00	1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5	treno (ACCM) - carico verticale treno	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
6	SPACCSX - spinta treno da sx	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	SPACCDX - spinta treno da dx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
8	avviamento e frenatura	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
9	ΔT +15 uniforme	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00
10	ΔT -15 uniforme	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50
11	ΔT +5 lineare	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50
12	ΔT -5 lineare	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00
13	ritiro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
14	inerzia orizzontale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	inerzia verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	wood	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella 9.3: combinazioni di carico allo SLE – Rara e Quasi Permanente

n° Load Case	Load Case	SLV 1	SLV 2	SLV 3	SLV 4	SLV 5	SLV 6	SLV 7	SLV 8	SLV 9	SLV 10	SLV 11	SLV 12
1	dead	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	ricoprimento	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	SPTSX - spinta terreno da sx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4	SPTDX - spinta terreno da dx	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5	treno (ACCM) - carico verticale treno	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
6	SPACCSX - spinta treno da sx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20
7	SPACCSX - spinta treno da dx	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00
8	avviamento e frenatura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	ΔT +15 uniforme	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
10	ΔT -15 uniforme	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50
11	ΔT +5 lineare	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50
12	ΔT -5 lineare	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
13	ritiro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	inerzia orizzontale	1.00	-1.00	-1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	1.00
15	inerzia verticale	0.30	0.30	-0.30	-0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30
16	wood	1.00	-1.00	-1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	1.00

Tabella 9.4: combinazioni di carico in fase sismica allo SLV

Dove il significato delle grandezze in tabella è il seguente:

- SLU: Combinazione di carico all stato limite ultimo
- SLE: Combinazione di carico all stato limite di esercizio
- dead: peso proprio elementi strutturali
- ricoprimento: pesi permanenti non strutturali
- SPTSX: spinta statica del terreno sul piedritto sinistro
- SPTDX: spinta statica del terreno sul piedritto destro
- ACCM: carico verticale accidentale del treno
- SPACCSX: spinta sul piedritto sinistro dovuta al carico accidentale del treno
- SPACCDX: spinta sul piedritto destro dovuta al carico accidentale del treno
- AVV/FRE: azione di avviamento e frenatura
- ΔT+15uniforme: variazione termica positiva uniforme
- ΔT+15uniforme: variazione termica negativa uniforme

- ΔT+5 lineare: variazione a farfalla
- ΔT-5 lineare: variazione a farfalla
- Ritiro: variazione termica equivalente
- inerzia orizzontale: forza sismica orizzontale
- inerzia verticale: forza sismica verticale
- wood: spinta sismica del terreno sul piedritto

10 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Le analisi sono state condotte mediante l'ausilio del SAP2000, un Codice di calcolo F.E.M. (Finite Element Method) capace di gestire analisi lineari e non lineari ed analisi sismiche con integrazione al passo delle equazioni nel tempo. Dal modello sono state dedotte, per le combinazioni di calcolo statiche e sismiche descritte in precedenza, le sollecitazioni complessive agenti sugli elementi strutturali al fine di procedere con le verifiche di sicurezza.

Convenzione assi

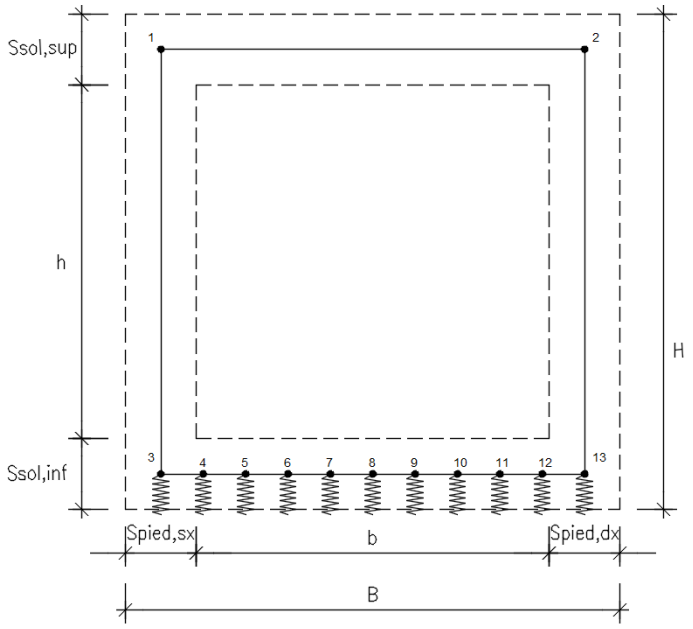
x = asse trasversale dello scatolare

y = asse longitudinale dello scatolare

z = asse verticale dello scatolare

10.1 Modellazione adottata

Il modello di calcolo attraverso il quale viene discretizzata la struttura è quello di telaio chiuso. Per simulare il comportamento del terreno di fondazione vengono inserite **molle alla Winkler**.



La fondazione è appoggiata su un insieme di molle elastiche che simulano la risposta del terreno di fondazione sottostante (molle alla Winkler calibrate sul modello geotecnico del terreno).

Il coefficiente di Winkler verticale è stato valutato secondo la relazione di Vesic (1965) che propone la seguente formula:

$$K = \frac{0.65E}{1-\nu^2}\sqrt[12]{\frac{Eb^4}{(EJ)_{fond}}}$$

dove:

E	= 20 MPa	modulo elastico del terreno
ν	= 0.3	coefficiente di poisson
b	= 1m	larghezza unitaria della fondazione
h	= 0.5 m	spessore della fondazione
J	= 0.010417 m^4	inerzia trave
K_w	= 11271 kN/m^3	coefficiente di sottofondo alla Winkler

La soletta inferiore viene divisa in 10 elementi per poter schematizzare, tramite le molle applicate, l'interazione terreno struttura.

Per la rigidezza delle molle, si assume quindi un valore del modulo di reazione verticale Ks=11271 kN/m^3.
Con questo valore si ricavano i valori delle singole molle, ottenendo per le 5 molle centrali un valore di:
$K_{centrale} = K_s \times (S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/10 = 2818$ kN/m
K_6 …… $K_{10} = 2818$ kN/m
I valori delle molle di spigolo si ottengono con la seguente formulazione:
$K_3 = K_{13} = 2 \times K_s \times [(S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/10\ /2 + S_p/2] = 8453$ kN/m
Ed infine i valori delle molle nei nodi 4, 5, 11 e 12 come da letteratura si assumono:
$K_4 = K_5 = K_{11} = K_{12} = 1.5 \times K_{centrale} = 4227$ kN/m

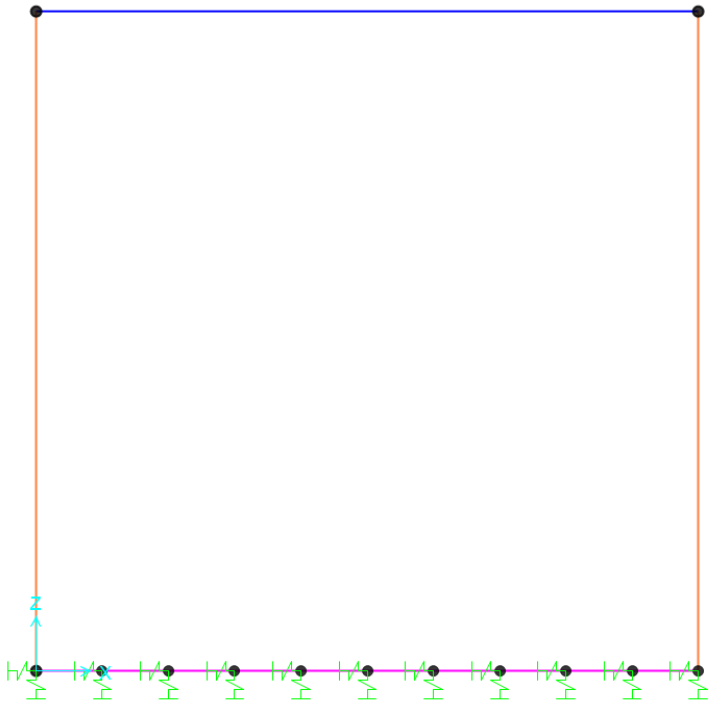


Figure 19: – vista standard del modello

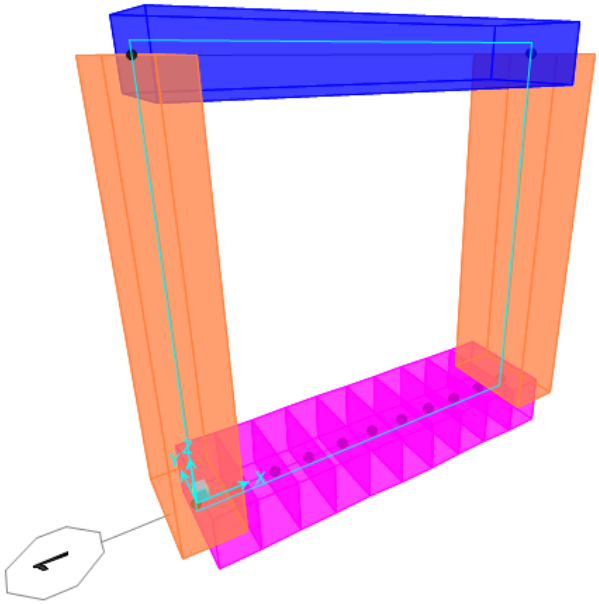


Figure 20: – vista estrusa del modello

10.2 Risultati analisi strutturale

Di seguito si riportano gli inviluppi dei diagrammi delle sollecitazioni derivanti dalle combinazioni relative ai tre stati limite considerati.

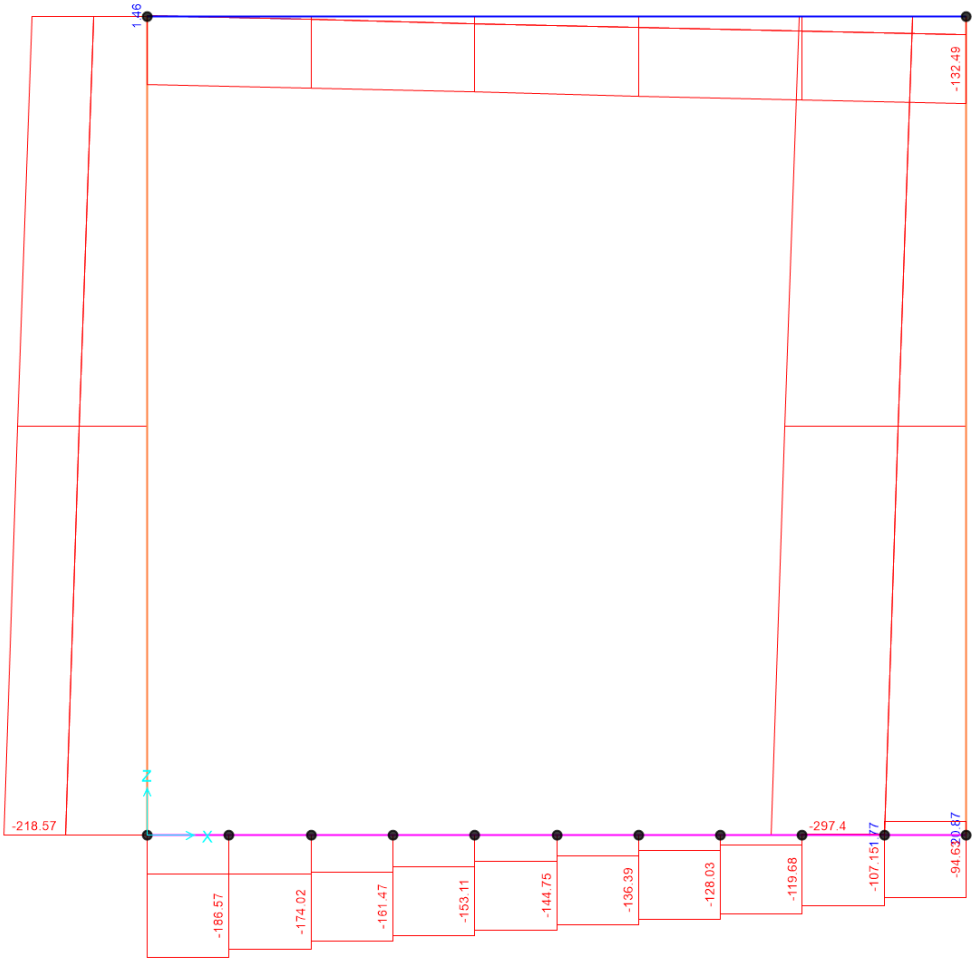


Figure 21: – Inviluppo N - SLU

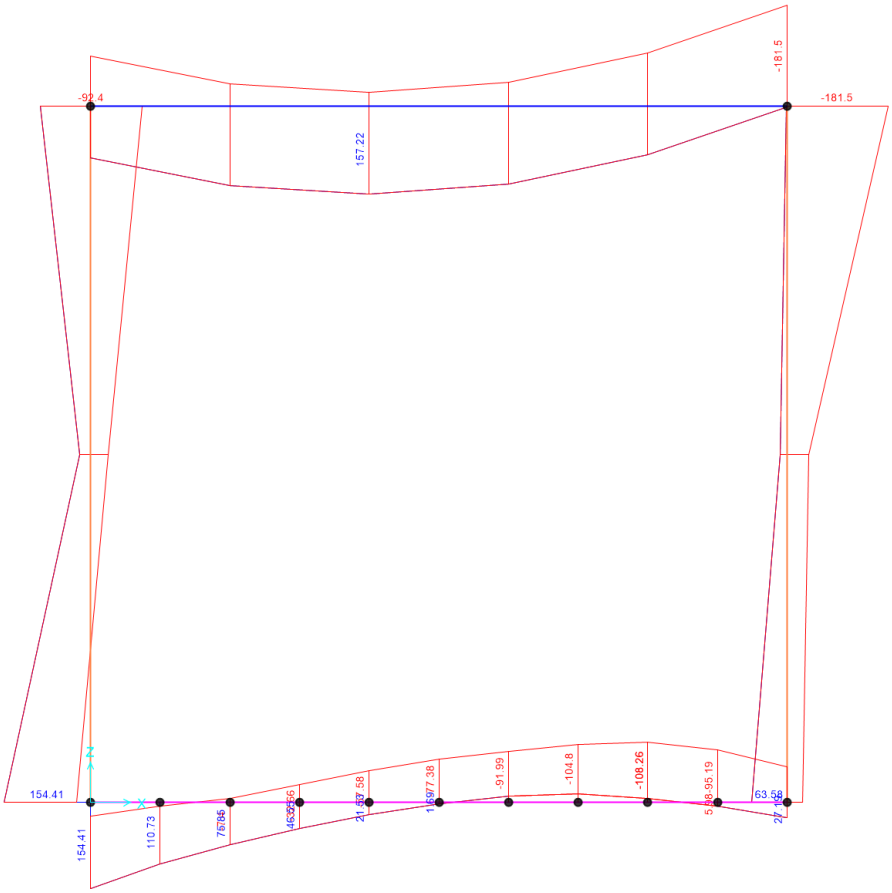


Figure 22: – Inviluppo M - SLU

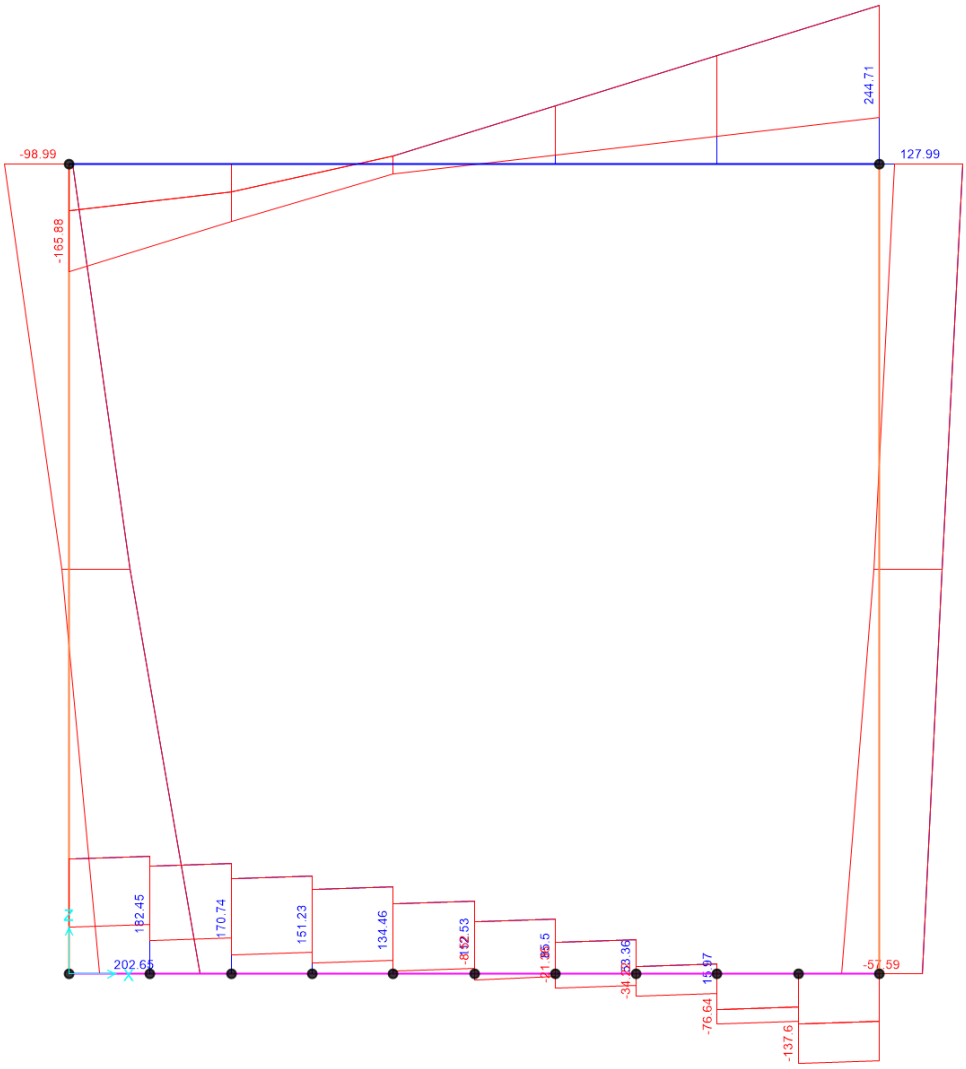


Figure 23: – Inviluppo V - SLU

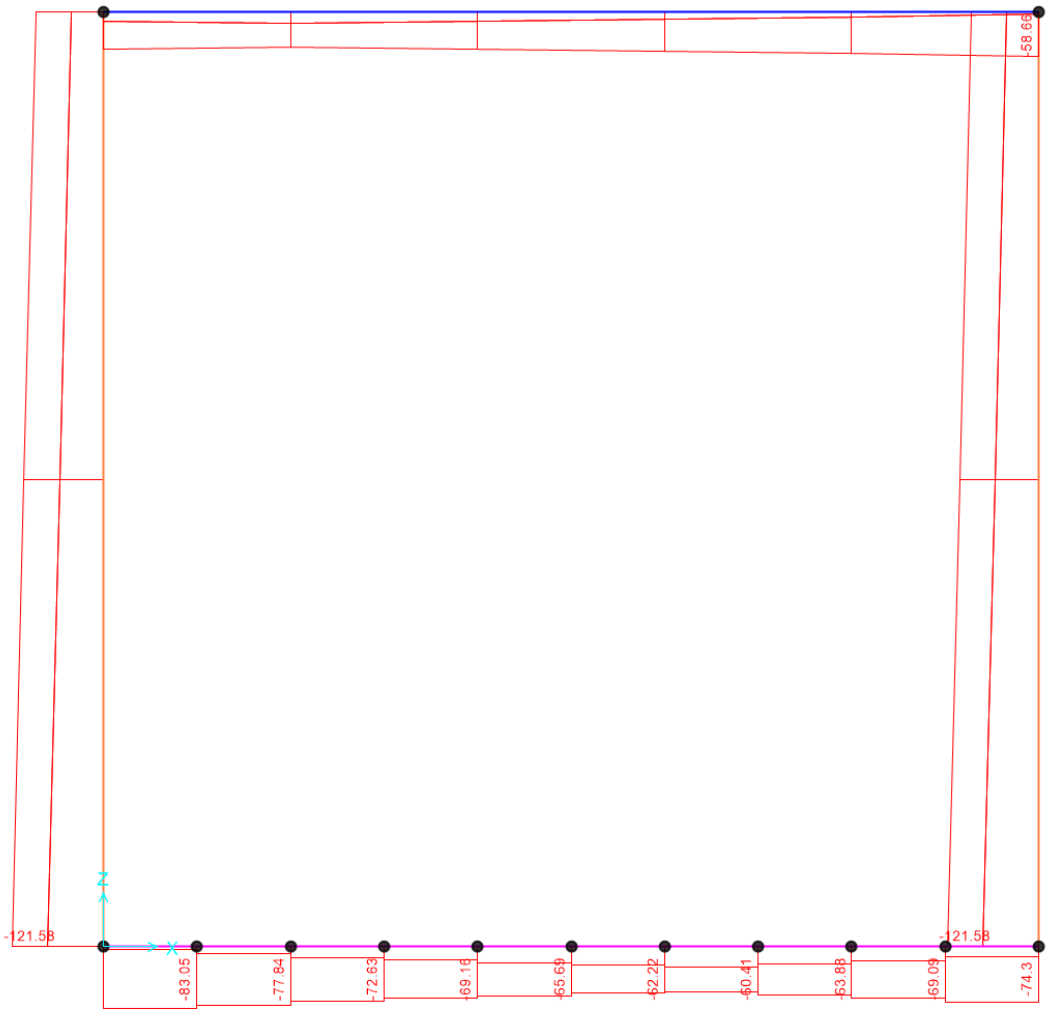


Figure 24: – Inviluppo N - SLV

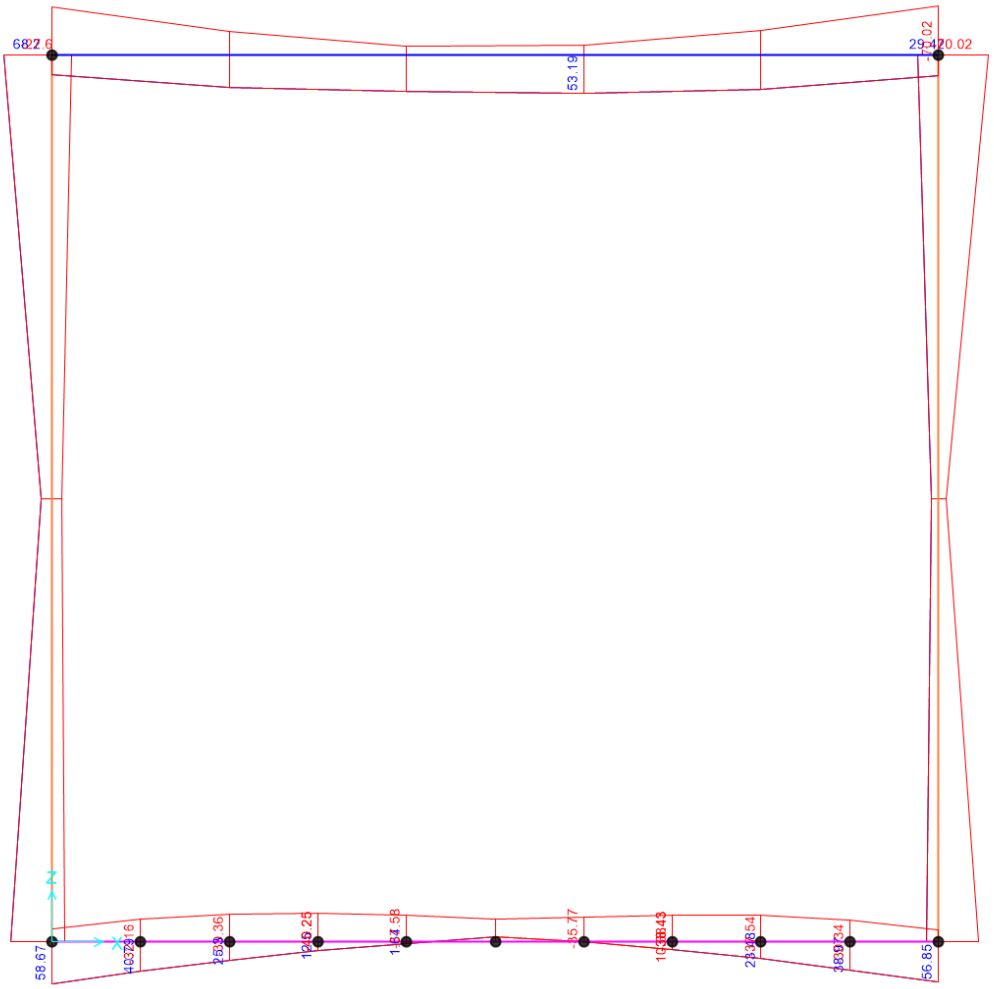


Figure 25: – Inviluppo M - SLV

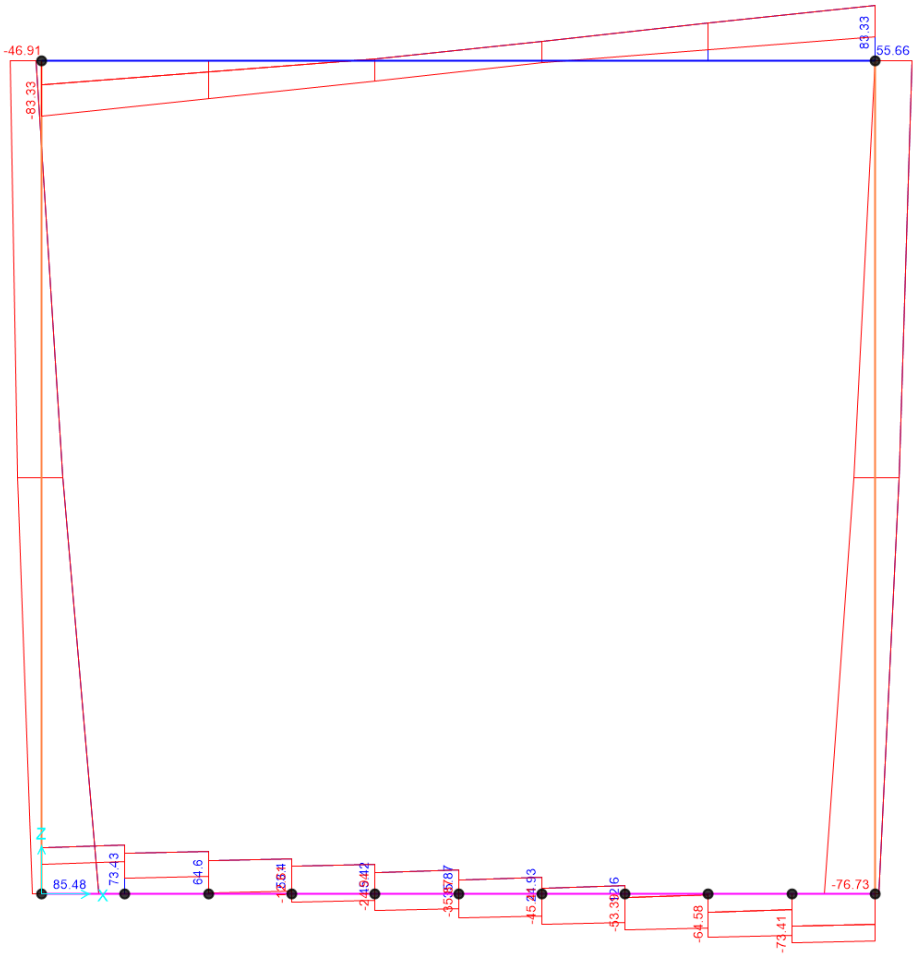


Figure 26: – Inviluppo V – SLV

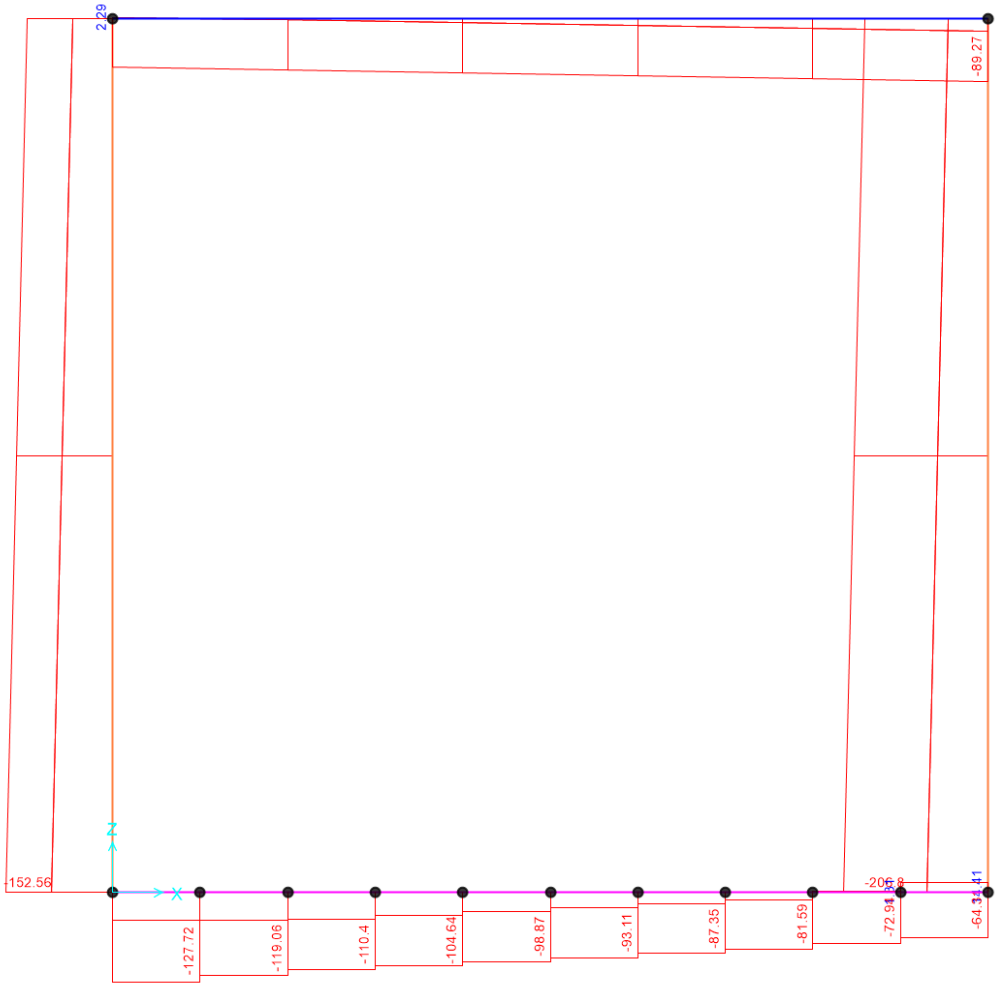


Figure 27: – Inviluppo N - RARA

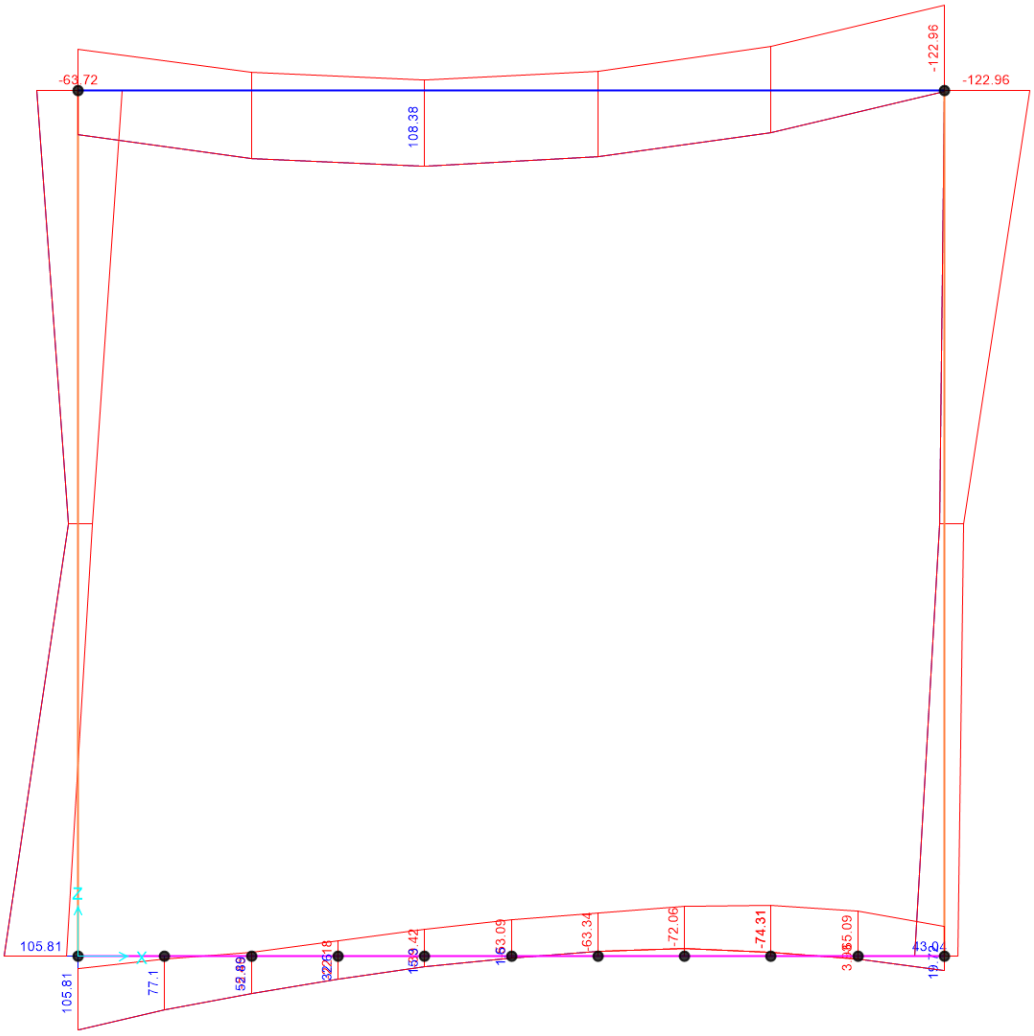


Figure 28: – Inviluppo M - RARA

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le combinazioni di carico risultate più critiche.

Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a fessurazione e a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.

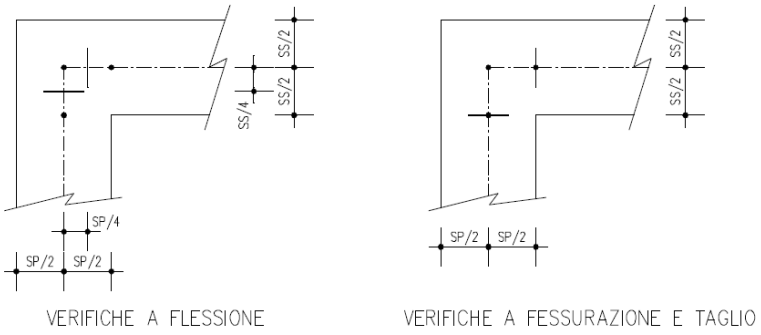


Figure 29:: Sezioni di verifica

11 VERIFICHE STRUTTURALI

11.1 Sezione 1 – Soletta superiore appoggio – Verifica per momento negativo

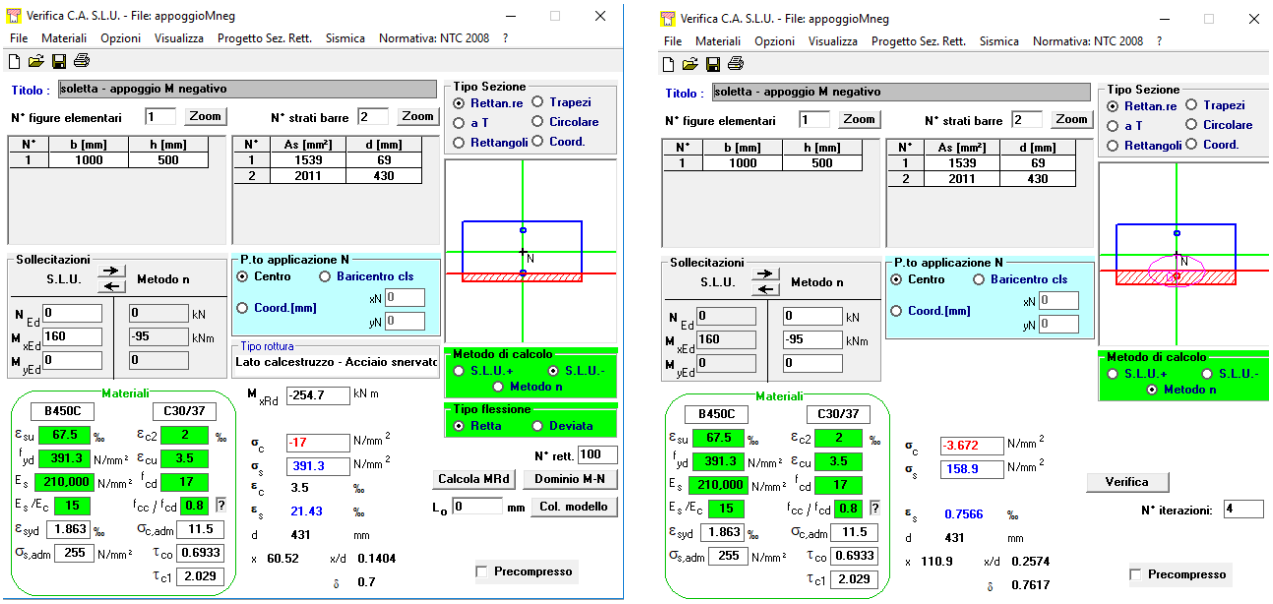


Figure 30: Verifica a flessione SLU ed SLE

Armatura tesa	Φ 14/100
Armatura compresa	Φ 16/100 (l'armatura compressa è maggiore di quella compressa poiché necessaria in mezzeria)
Armatura a taglio	Φ 10/200x200 per 50cm a partire da intradosso piedritto

S.F. SLU=255/160=1.59
S.F. SLE=0.20/0.19=1.05

VERIFICA STATO LIMITE DI FESSURAZIONE			
b	1000	mm	Larghezza sezione
h	500	mm	Altezza sezione
Rck	37	MPa	resistenza cubica
fck	30	MPa	resistenza cilindrica
fcm	38	MPa	fck+8
fctm	2.9	MPa	cls<=C50/60 → 0.3*fck^(2/3); cls >50/60 → 2.12*ln(1.0+fcm/10)
Ecm	32837	MPa	Modulo E = 22000*(fcm/10)^0.3
Es	210'000	MPa	Modulo acciaio armatura
σfess	2.41	MPa	fctm/1.2
Wid	0.042	m^3	$b \cdot h^2/6$ modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	0.00	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale>0 trazione
Mfess	101	kNm	momento di fessurazione
M_{Ed}	95	kNm	momento di calcolo
check	NON FESSURATO		
σ_s	159	MPa	tensione nell'armatura tesa
kt	0.6		kt = 0.4 carichi di lunga durata; kt = 0.6 carichi di breve durata
αe	6.40		Es/Ecm
c'	69	mm	Copriferro (al baricentro armature) armature tese
d	431	mm	d=h-c' -- Altezza utile - rispetto al lembo compresso
x	111	mm	Profondità asse neutro
2.5(h-d)	172.5	mm	
(h-x)/3	129.7	mm	
h/2	250.0	mm	
$h_{c,ef}$	129.7	mm	Altezza efficace armatura=min(2.5*(h-d);(h-x)/3;h/2)
$A_{c,eff}$	129'700	mm^2	Area efficace= b*hc,ef
A_s	1539	mm^2	Area armatura nella zona tesa
ρ_{eff}	0.01187		Percentuale armatura: As/Ac,eff
ε_{sm}	0.000454		deformazione media delle barre (C4.1.16)
c	62	mm	ricoprimento barre tese
k1	0.8		0.8 barre ad aderenza migliorata - 1.6 barre lisce
k2	0.5		0.5 flessione - 1.0 trazione semplice
k3	3.40		
k4	0.425		
n1	10		numero di barre con diametro ϕ_1
Φ1	14	mm	diametro ϕ_1
n2	0		numero di barre con diametro ϕ_2
Φ2	24	mm	diametro ϕ_2
ϕ eq	14.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δ_{smax}	411.376	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
W_d	**0.19**	**mm**	Ampiezza teorica fessura (C4.1.15)

Figure 31: calcolo ampiezza di fessura in rara

Verifica di resistenza a taglio

• Caratteristiche della sezione

b_w =	1000	mm	larghezza	f_{yk} =	450	MPa	resist. caratteristica	
h =	500	mm	altezza	γ_s =	1.15		coeff. sicurezza	
c =	50	mm	copriferro	f_{yd} =	391.3	MPa	resist. di calcolo	
f_{ck} =	30	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:				
γ_c =	1.50		coeff. sicurezza	$A_{sl,1}$ =	10	Ø	14	= 15.39 cm^2
α_{cc} =	0.85		coeff. riduttivo	$A_{sl,2}$ =	0	Ø	0	= 0.00 cm^2
d =	450	mm	altezza utile	$A_{sl,3}$ =	0	Ø	0	= 0.00 cm^2
f_{cd} =	17.00	MPa	resist. di calcolo					15.39 cm^2

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

N_{ed} = 0.0 kN V_{ed} = 206.0 kN

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1+(200/d)^{1/2}<2$	k = 1.667	<2
$\nu_{min} = 0{,}035\ k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	ν_{min} = 0.412	
$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) <0.02$	ρ_1 = 0.003	<0.02
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c <0.2 f_{cd}$	σ_{cp} = 0.00 MPa	<0.2 fcd

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

V_{Rd} = 195.6 kN; (con $(\nu_{min}+0{,}15\times\sigma_{cp})\times b_w \times d$ = 185.6 kN)

V_{Rd} = 195.6 kN valore di calcolo

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

θ = 45.0 ° inclinaz. bielle cls angolo ammissibile

α = 90.0 ° inclinaz. staffe

Armatura a taglio (staffatura):

A_{sw}/s = staffe Ø 10 mm con n° bracci (trasv) 5 passo 20 cm = 0.196 cm^2/cm

$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cot g\alpha + \cot g\theta) \times sen\alpha$ V_{Rsd} = 311.2 kN

f'_{cd} = 8.50 MPa resist. di calcolo ridotta

α_c = 1.000 coeff. maggiorativo

$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\cot g\alpha + \cot g\theta)/(1+\cot g^2 a)$ V_{Rcd} = 1721.3 kN

$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$ V_{Rd} = 311.2 > 206.0 kN c.s.= 1.5

la sezione armata a taglio risulta verificata.

11.2 Sezione 2 – Soletta superiore mezzeria – Verifica per momento positivo

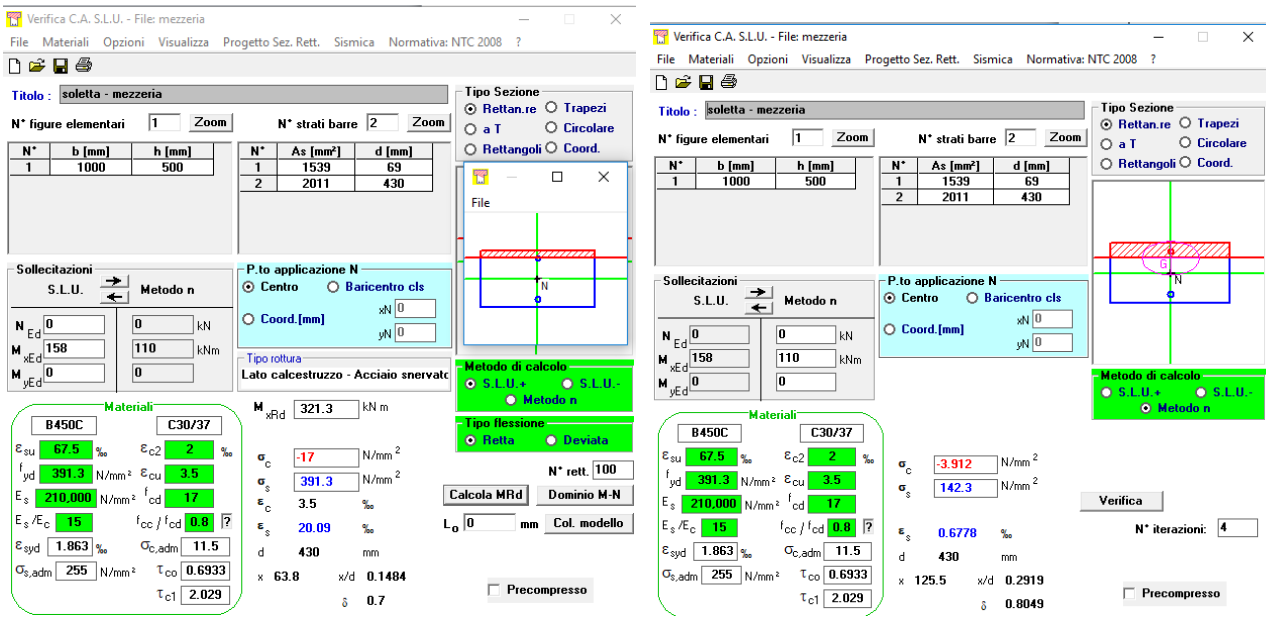


Figure 32: Verifica a flessione SLU ed SLE

Armatura tesa Φ 16/100

Armatura compresa Φ 14/100

S.F. SLU=321/158=2.03

S.F. SLE=0.20/0.15=1.33

VERIFICA STATO LIMITE DI FESSURAZIONE			
b	1000	mm	Larghezza sezione
h	500	mm	Altezza sezione
Rck	37	MPa	resistenza cubica
fck	30	MPa	resistenza cilindrica
fcm	38	MPa	fck+8
fctm	2.9	MPa	cls<=C50/60 → 0.3*fck^(2/3); cls >50/60 → 2.12*ln(1.0+fcm/10)
Ecm	32837	MPa	Modulo E = 22000*(fcm/10)^0.3
Es	210'000	MPa	Modulo acciaio armatura
σfess	2.41	MPa	fctm/1.2
Wid	0.042	m^3	$b \cdot h^2/6$ modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	0.00	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale>0 trazione
Mfess	101	kNm	momento di fessurazione
M_{Ed}	110	kNm	momento di calcolo
check	FESSURATO		
σ_s	142	MPa	tensione nell'armatura tesa
kt	0.6		kt = 0.4 carichi di lunga durata; kt = 0.6 carichi di breve durata
αe	6.40		Es/Ecm
c'	70	mm	Copriferro (al baricentro armature) armature tese
d	430	mm	d=h-c' -- Altezza utile - rispetto al lembo compresso
x	126	mm	Profondità asse neutro
2.5(h-d)	175.0	mm	
(h-x)/3	124.8	mm	
h/2	250.0	mm	
$h_{c,ef}$	124.8	mm	Altezza efficace armatura=min(2.5*(h-d);(h-x)/3;h/2)
$A_{c,eff}$	124'833	mm^2	Area efficace= b*hc,ef
A_s	2011	mm^2	Area armatura nella zona tesa
ρ_{eff}	0.01611		Percentuale armatura: As/Ac,eff
ε_{sm}	0.000407		deformazione media delle barre (C4.1.16)
c	62	mm	ricoprimento barre tese
k1	0.8		0.8 barre ad aderenza migliorata - 1.6 barre lisce
k2	0.5		0.5 flessione - 1.0 trazione semplice
k3	3.40		
k4	0.425		
n1	10		numero di barre con diametro ϕ_1
Φ1	16	mm	diametro ϕ_1
n2	0		numero di barre con diametro ϕ_2
Φ2	24	mm	diametro ϕ_2
ϕ eq	16.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δ_{smax}	379.645	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
W_d	**0.15**	**mm**	Ampiezza teorica fessura (C4.1.15)

Figure 33: calcolo ampiezza di fessura in rara

11.3 Sezione 3 – Piedritto testa

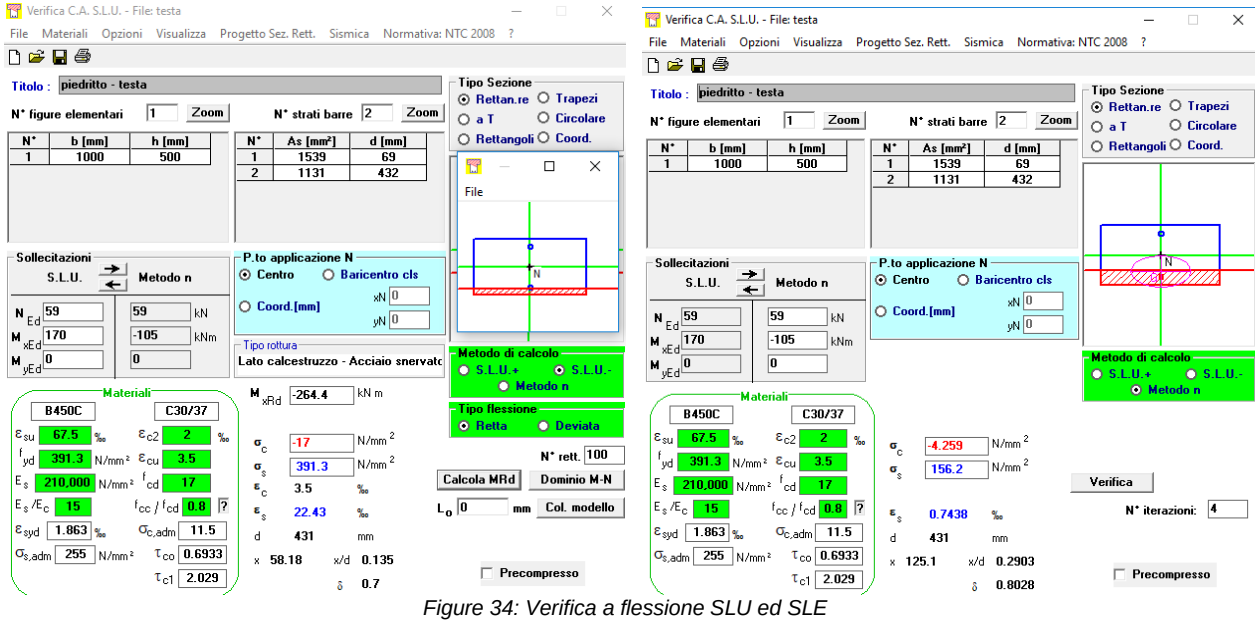


Figure 34: Verifica a flessione SLU ed SLE

A favore di sicurezza si considera lo sforzo normale in testa al piedritto dovuto al peso permanente portato e al peso prorio.

Armatura tesa Φ 14/100

Armatura compresa Φ 12/100

Armatura a taglio Φ 10/400x400 per tutta l'altezza del piedritto

S.F. SLU=264/170=1.55

S.F. SLE=0.20/0.18=1.11

VERIFICA STATO LIMITE DI FESSURAZIONE			
b	1000	mm	Larghezza sezione
h	500	mm	Altezza sezione
Rck	37	MPa	resistenza cubica
fck	30	MPa	resistenza cilindrica
fcm	38	MPa	fck+8
fctm	2.9	MPa	cls<=C50/60 → 0.3*fck^(2/3); cls >50/60 → 2.12*ln(1.0+fcm/10)
Ecm	32837	MPa	Modulo E = 22000*(fcm/10)^0.3
Es	210'000	MPa	Modulo acciaio armatura
σfess	2.41	MPa	fctm/1.2
Wid	0.042	m^3	$b \cdot h^2/6$ modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	0.00	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale>0 trazione
Mfess	101	kNm	momento di fessurazione
M_{Ed}	105	kNm	momento di calcolo
check	FESSURATO		
σ_s	156	MPa	tensione nell'armatura tesa
kt	0.6		kt = 0.4 carichi di lunga durata; kt = 0.6 carichi di breve durata
αe	6.40		Es/Ecm
c'	69	mm	Copriferro (al baricentro armature) armature tese
d	431	mm	d=h-c' -- Altezza utile - rispetto al lembo compresso
x	125	mm	Profondità asse neutro
2.5(h-d)	172.5	mm	
(h-x)/3	124.9	mm	
h/2	250.0	mm	
$h_{c,ef}$	124.9	mm	Altezza efficace armatura=min(2.5*(h-d);(h-x)/3;h/2)
$A_{c,eff}$	124'933	mm^2	Area efficace= b*hc,ef
A_s	1539	mm^2	Area armatura nella zona tesa
ρ_{eff}	0.01232		Percentuale armatura: As/Ac,eff
ε_{sm}	0.000446		deformazione media delle barre (C4.1.16)
c	62	mm	ricoprimento barre tese
k1	0.8		0.8 barre ad aderenza migliorata - 1.6 barre lisce
k2	0.5		0.5 flessione - 1.0 trazione semplice
k3	3.40		
k4	0.425		
n1	10		numero di barre con diametro ϕ_1
Φ1	14	mm	diametro ϕ_1
n2	0		numero di barre con diametro ϕ_2
Φ2	24	mm	diametro ϕ_2
ϕ eq	14.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δ_{smax}	404.004	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
W_d	**0.18**	**mm**	Ampiezza teorica fessura (C4.1.15)

Figure 35: calcolo ampiezza di fessura in rara

Verifica di resistenza a taglio

- **Caratteristiche della sezione**

b_w =	1000	mm	larghezza	f_{yk} =	450	MPa	resist. caratteristica	
h =	500	mm	altezza	γ_s =	1.15		coeff. sicurezza	
c =	50	mm	copriferro	f_{yd} =	391.3	MPa	resist. di calcolo	
f_{ck} =	30	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:				
γ_c =	1.50		coeff. sicurezza	$A_{sl,1}$ =	10	Ø	14	= 15.39 cm^2
α_{cc} =	0.85		coeff. riduttivo	$A_{sl,2}$ =	0	Ø	0	= 0.00 cm^2
d =	450	mm	altezza utile	$A_{sl,3}$ =	0	Ø	0	= 0.00 cm^2
f_{cd} =	17.00	MPa	resist. di calcolo					15.39 cm^2

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

N_{ed} = 0.0 kN V_{ed} = 125.0 kN

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

$k = 1+(200/d)^{1/2}<2$	k = 1.667	<2
$\nu_{min} = 0{,}035\ k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	ν_{min} = 0.412	
$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) <0.02$	ρ_1 = 0.003	<0.02
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c <0.2 f_{cd}$	σ_{cp} = 0.00 MPa	<0.2 fcd

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

V_{Rd} = 195.6 kN; (con $(\nu_{min} + 0{,}15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$ = 185.6 kN)

V_{Rd} = 195.6 kN valore di calcolo

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

11.4 Sezione 4 – Piedritto piede

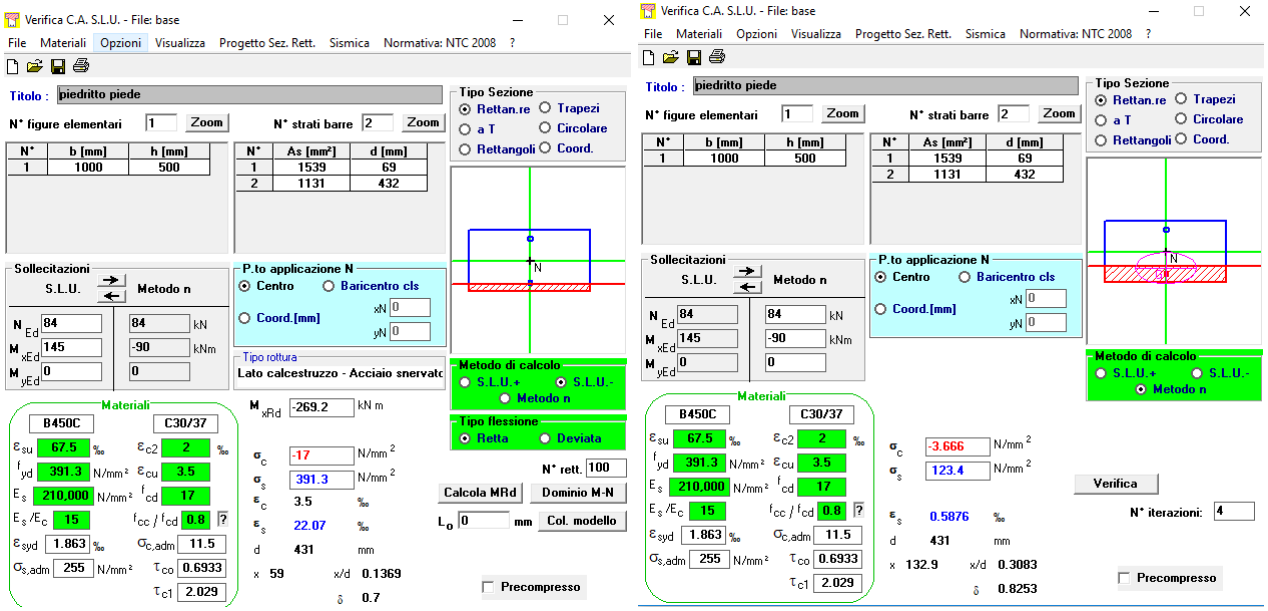


Figure 36: Verifica a flessione SLU ed SLE

A favore di sicurezza si considera lo sforzo normale in testa al piedritto dovuto al peso permanente portato e al peso prorio.

Armatura tesa	Φ 14/100
Armatura compresa	Φ 12/100

S.F. SLU=269/145=1.85
S.F. SLE=0.20/0.14=1.43

VERIFICA STATO LIMITE DI FESSURAZIONE			
b	1000	mm	Larghezza sezione
h	500	mm	Altezza sezione
Rck	37	MPa	resistenza cubica
fck	30	MPa	resistenza cilindrica
fcm	38	MPa	fck+8
fctm	2.9	MPa	cls<=C50/60 → 0.3*fck^(2/3); cls >50/60 → 2.12*ln(1.0+fcm/10)
Ecm	32837	MPa	Modulo E = 22000*(fcm/10)^0.3
Es	210'000	MPa	Modulo acciaio armatura
σfess	2.41	MPa	fctm/1.2
Wid	0.042	m^3	$b \cdot h^2/6$ modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	0.00	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale>0 trazione
Mfess	101	kNm	momento di fessurazione
M_{Ed}	90	kNm	momento di calcolo
check	NON FESSURATO		
σ_s	123	MPa	tensione nell'armatura tesa
kt	0.6		kt = 0.4 carichi di lunga durata; kt = 0.6 carichi di breve durata
αe	6.40		Es/Ecm
c'	69	mm	Copriferro (al baricentro armature) armature tese
d	431	mm	d=h-c' -- Altezza utile - rispetto al lembo compresso
x	133	mm	Profondità asse neutro
2.5(h-d)	172.5	mm	
(h-x)/3	122.4	mm	
h/2	250.0	mm	
$h_{c,ef}$	122.4	mm	Altezza efficace armatura=min(2.5*(h-d);(h-x)/3;h/2)
$A_{c,eff}$	122'367	mm^2	Area efficace= b*hc,ef
A_s	1539	mm^2	Area armatura nella zona tesa
ρ_{eff}	0.01258		Percentuale armatura: As/Ac,eff
ε_{sm}	0.000353		deformazione media delle barre (C4.1.16)
c	62	mm	ricoprimento barre tese
k1	0.8		0.8 barre ad aderenza migliorata - 1.6 barre lisce
k2	0.5		0.5 flessione - 1.0 trazione semplice
k3	3.40		
k4	0.425		
n1	10		numero di barre con diametro ϕ_1
Φ1	14	mm	diametro ϕ_1
n2	0		numero di barre con diametro ϕ_2
Φ2	24	mm	diametro ϕ_2
ϕ eq	14.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δ_{smax}	400.035	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
W_d	**0.14**	**mm**	Ampiezza teorica fessura (C4.1.15)

Figure 37: calcolo ampiezza di fessura in rara

Verifica di resistenza a taglio

- **Caratteristiche della sezione**

b_w = 1000	mm	larghezza	f_{yk} = 450	MPa	resist. caratteristica		
h = 500	mm	altezza	γ_s = 1.15		coeff. sicurezza		
c = 50	mm	copriferro	f_{yd} = 391.3	MPa	resist. di calcolo		
f_{ck} = 30	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:				
γ_c = 1.50		coeff. sicurezza	$A_{sl,1}$ =	10	Ø	14	= 15.39 cm^2
α_{cc} = 0.85		coeff. riduttivo	$A_{sl,2}$ =	0	Ø	0	= 0.00 cm^2
d = 450	mm	altezza utile	$A_{sl,3}$ =	0	Ø	0	= 0.00 cm^2
f_{cd} = 17.00	MPa	resist. di calcolo					15.39 cm^2

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

N_{ed} = 0.0 kN V_{ed} = 185.0 kN

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

$k = 1+(200/d)^{1/2}<2$	k = 1.667	<2
$\nu_{min} = 0{,}035\ k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	ν_{min} = 0.412	
$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) <0.02$	ρ_1 = 0.003	<0.02
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c <0.2 f_{cd}$	σ_{cp} = 0.00 MPa	<0.2 fcd

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

V_{Rd} = 195.6 kN; (con $(\nu_{min} + 0{,}15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$ = 185.6 kN)

V_{Rd} = 195.6 kN valore di calcolo

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

11.5 Sezione 5 – Fondazione – Sezione in corrispondenza di attacco al piedritto

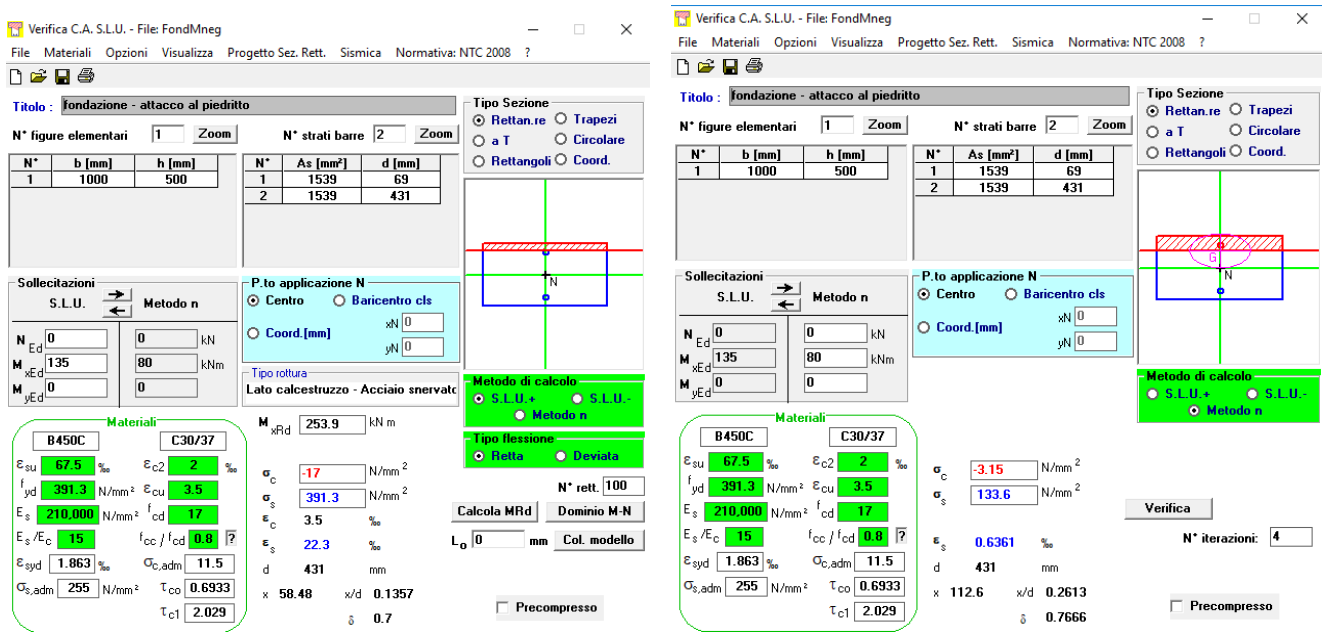


Figure 38: Verifica a flessione SLU ed SLE

Armatura tesa	Φ 14/100
Armatura compresa	Φ 14/100
Armatura a taglio	Φ 10/400x400 per tutta la larghezza della fondazione

S.F. SLU=254/135=1.88

S.F. SLE=0.20/0.16=1.25

VERIFICA STATO LIMITE DI FESSURAZIONE			
b	1000	mm	Larghezza sezione
h	500	mm	Altezza sezione
Rck	37	MPa	resistenza cubica
fck	30	MPa	resistenza cilindrica
fcm	38	MPa	fck+8
fctm	2.9	MPa	cls<=C50/60 → 0.3*fck^(2/3); cls >50/60 → 2.12*ln(1.0+fcm/10)
Ecm	32837	MPa	Modulo E = 22000*(fcm/10)^0.3
Es	210'000	MPa	Modulo acciaio armatura
σfess	2.41	MPa	fctm/1.2
Wid	0.042	m^3	$b \cdot h^2/6$ modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	0.00	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale>0 trazione
Mfess	101	kNm	momento di fessurazione
M_{Ed}	80	kNm	momento di calcolo
check	NON FESSURATO		
σ_s	134	MPa	tensione nell'armatura tesa
kt	0.6		kt = 0.4 carichi di lunga durata; kt = 0.6 carichi di breve durata
αe	6.40		Es/Ecm
c'	69	mm	Copriferro (al baricentro armature) armature tese
d	431	mm	d=h-c' -- Altezza utile - rispetto al lembo compresso
x	113	mm	Profondità asse neutro
2.5(h-d)	172.5	mm	
(h-x)/3	129.1	mm	
h/2	250.0	mm	
$h_{c,ef}$	129.1	mm	Altezza efficace armatura=min(2.5*(h-d);(h-x)/3;h/2)
$A_{c,eff}$	129'133	mm^2	Area efficace= b*hc,ef
A_s	1539	mm^2	Area armatura nella zona tesa
ρ_{eff}	0.01192		Percentuale armatura: As/Ac,eff
ε_{sm}	0.000382		deformazione media delle barre (C4.1.16)
c	62	mm	ricoprimento barre tese
k1	0.8		0.8 barre ad aderenza migliorata - 1.6 barre lisce
k2	0.5		0.5 flessione - 1.0 trazione semplice
k3	3.40		
k4	0.425		
n1	10		numero di barre con diametro ϕ_1
Φ1	14	mm	diametro ϕ_1
n2	0		numero di barre con diametro ϕ_2
Φ2	24	mm	diametro ϕ_2
ϕ eq	14.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δ_{smax}	410.499	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
W_d	**0.16**	**mm**	Ampiezza teorica fessura (C4.1.15)

Figure 39: calcolo ampiezza di fessura in rara

Verifica di resistenza a taglio

- **Caratteristiche della sezione**

b_w = 1000	mm	larghezza	f_{yk} = 450	MPa	resist. caratteristica		
h = 500	mm	altezza	γ_s = 1.15		coeff. sicurezza		
c = 50	mm	copriferro	f_{yd} = 391.3	MPa	resist. di calcolo		
f_{ck} = 30	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:				
γ_c = 1.50		coeff. sicurezza	$A_{sl,1}$ =	10	Ø	14	= 15.39 cm^2
α_{cc} = 0.85		coeff. riduttivo	$A_{sl,2}$ =	0	Ø	0	= 0.00 cm^2
d = 450	mm	altezza utile	$A_{sl,3}$ =	0	Ø	0	= 0.00 cm^2
f_{cd} = 17.00	MPa	resist. di calcolo					15.39 cm^2

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

N_{ed} = 0.0 kN V_{ed} = 185.0 kN

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

$k = 1+(200/d)^{1/2}<2$	k = 1.667	<2
$\nu_{min} = 0{,}035\ k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	ν_{min} = 0.412	
$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) <0.02$	ρ_1 = 0.003	<0.02
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c <0.2 f_{cd}$	σ_{cp} = 0.00 MPa	<0.2 fcd

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

V_{Rd} = 195.6 kN; (con $(\nu_{min} + 0{,}15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$ = 185.6 kN)

V_{Rd} = 195.6 kN valore di calcolo

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

11.6 Sezione 6 – Fondazione – Sezione in mezzeria

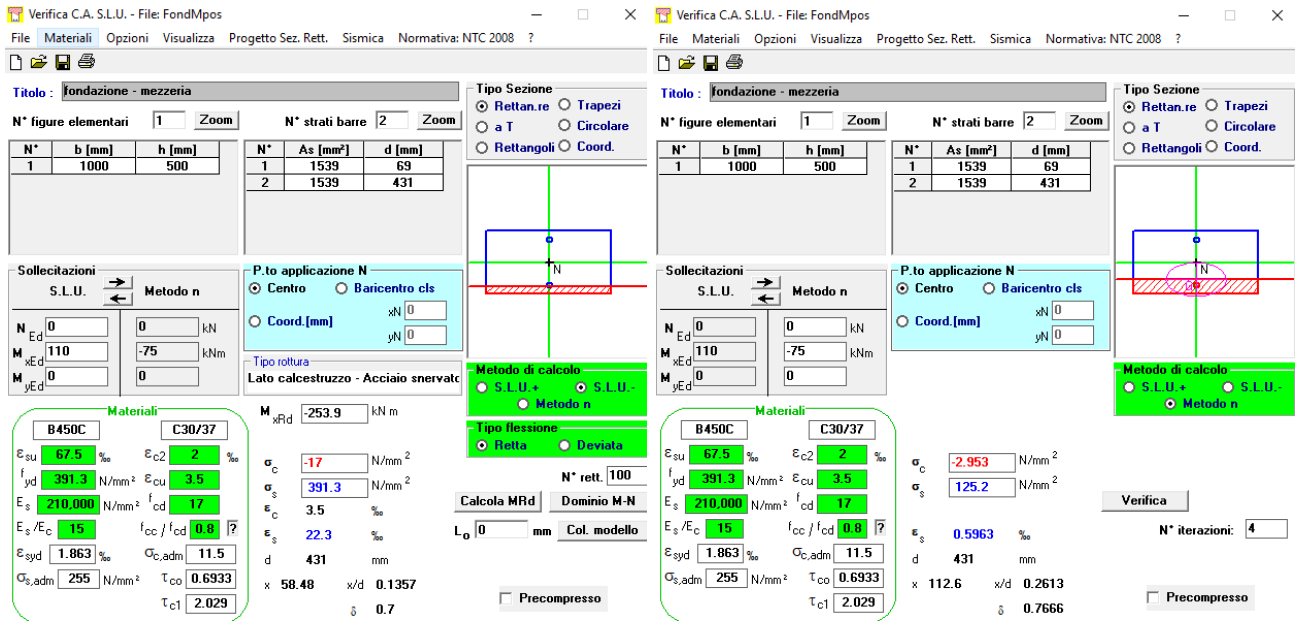


Figure 40: Verifica a flessione SLU ed SLE

Armatura tesa	Φ 14/100
Armatura compresa	Φ 14/100

S.F. SLU=254/110=2.30
S.F. SLE=0.20/0.15=1.33

VERIFICA STATO LIMITE DI FESSURAZIONE			
b	1000	mm	Larghezza sezione
h	500	mm	Altezza sezione
Rck	37	MPa	resistenza cubica
fck	30	MPa	resistenza cilindrica
fcm	38	MPa	fck+8
fctm	2.9	MPa	cls<=C50/60 → 0.3*fck^(2/3); cls >50/60 → 2.12*ln(1.0+fcm/10)
Ecm	32837	MPa	Modulo E = 22000*(fcm/10)^0.3
Es	210'000	MPa	Modulo acciaio armatura
σfess	2.41	MPa	fctm/1.2
Wid	0.042	m^3	$b \cdot h^2/6$ modulo di reazione sezione ideale, rif. al lembo teso
σG	0.00	MPa	tensione media (baricentrica) dovuta a solo sforzo assiale>0 trazione
Mfess	101	kNm	momento di fessurazione
M_{Ed}	75	kNm	momento di calcolo
check	NON FESSURATO		
σ_s	125	MPa	tensione nell'armatura tesa
kt	0.6		kt = 0.4 carichi di lunga durata; kt = 0.6 carichi di breve durata
αe	6.40		Es/Ecm
c'	69	mm	Copriferro (al baricentro armature) armature tese
d	431	mm	d=h-c' -- Altezza utile - rispetto al lembo compresso
x	113	mm	Profondità asse neutro
2.5(h-d)	172.5	mm	
(h-x)/3	129.1	mm	
h/2	250.0	mm	
$h_{c,ef}$	129.1	mm	Altezza efficace armatura=min(2.5*(h-d);(h-x)/3;h/2)
$A_{c,eff}$	129'133	mm^2	Area efficace= b*hc,ef
A_s	1539	mm^2	Area armatura nella zona tesa
ρ_{eff}	0.01192		Percentuale armatura: As/Ac,eff
ε_{sm}	0.000358		deformazione media delle barre (C4.1.16)
c	62	mm	ricoprimento barre tese
k1	0.8		0.8 barre ad aderenza migliorata - 1.6 barre lisce
k2	0.5		0.5 flessione - 1.0 trazione semplice
k3	3.40		
k4	0.425		
n1	10		numero di barre con diametro ϕ_1
Φ1	14	mm	diametro ϕ_1
n2	0		numero di barre con diametro ϕ_2
Φ2	24	mm	diametro ϕ_2
ϕ eq	14.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δ_{smax}	410.499	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
W_d	**0.15**	**mm**	Ampiezza teorica fessura (C4.1.15)

Figure 41: calcolo ampiezza di fessura in rara

12 VERIFICHE GEOTECNICHE

12.1 Verifica dei cedimenti

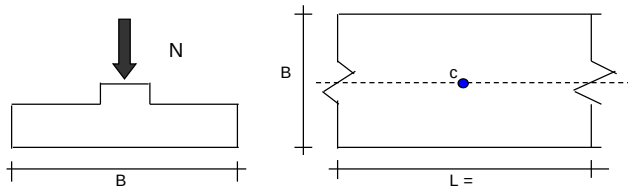
Analizzando il profilo geotecnico si nota che il tombino poggia sull'unità U3a per 19 m. In particolare l'analisi dei cedimenti riguarda il volume di terreno entro il quale l'incremento di tensione efficace dovuto al carico applicato si riduce al 10%. Vista la natura granulare del terreno di fondazione, i cedimenti sono di tipo immediato.

Calcolo sforzo normale SLE:

Peso	**3**	x	**3**	=	9.00 mq						
	2	x	**2**	=	-4.00 mq						
					5.00 mq						
										γ	SLE
						Peso	125 kN	x		1	125.00 kN
Ballast	**0.8**	x	3	x	18		43.2 kN				
Ricoprimento	**0.63**	x	3	x	20		37.8 kN				
							81 kN	x		1	81.00 kN
											206.00 kN

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME

LAVORO:



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$\Delta\sigma zi = (2q/\pi)*(\alpha + sen\alpha cos\alpha)$

$\Delta\sigma xi = (2q/\pi)*(\alpha - sen\alpha cos\alpha)$

$\Delta\sigma yi = (4q/\pi)*(\nu\alpha)$

$\alpha = tan^{-1}((B/2)/z)$

$\delta_{tot} = \Sigma\delta i = \Sigma(((\Delta\sigma zi - \nu i(\Delta\sigma xi+\Delta\sigma yi))\Delta zi/Ei)$

DATI DI INPUT:

B = 3.00 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 206.00 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 68.67 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B)

ns = 1 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δzi	E	ν	δci
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^2)	(-)	(cm)
1	U3a	10.00	0.0	10.0	1.0	55000	0.30	**0.48**
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.30	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

δ_{ctot} = 0.48 (cm)

12.2 Verifica di capacità portante

Calcolo sforzo normale SLU:

Peso	3	x	3 =		9.00 mq					
	2	x	2 =		-4.00 mq					
					5.00 mq					
									γ	SLU
					Peso	125 kN	x	1.35		168.75 kN
Ballast	0.8	x	3	x	18	43.2 kN	x	1.5		64.80 kN
Ricoprimento	0.63	x	3	x	20	37.8 kN	x	1.35		51.03 kN
						81 kN				115.83 kN
Treno										
	67	x	3			201.00 kN	x	1.45		291.45 kN
										576.03 kN
D=	4.43 m									

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

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

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)

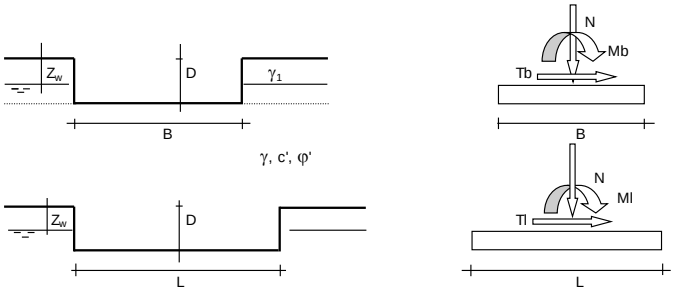
B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

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		proprietà del terreno		resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	qlim	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1 ○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2 ○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA ○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3 ○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA ○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili ○		1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista ◉		1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B	=	3.00	(m)
L	=	1.00	(m)
D	=	4.43	(m)

βf = 0.00 (°) βp = 0.00 (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	576.03		576.03
Mb [kNm]	0.00		0.00
Ml [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	0.00		0.00
Tl [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

γ_1 = 17.00 (kN/mc)
γ = 17.00 (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c' = 0.00 (kN/mq)
φ' = 32.00 (°)

Valori di progetto

c' = 0.00 (kN/mq)
φ' = 32.00 (°)

Profondità della falda

Zw = 14.00 (m)

e_B = 0.00 (m)
e_L = 0.00 (m)

B* = 3.00 (m)
L* = 1.00 (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 75.31 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

γ = 17.00 (kN/mc)

Nc, Nq, Nγ : coefficienti di capacità portante

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

Nq = 23.18

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

Nc = 35.49

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

Nγ = 30.21

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

s_c = 1.22

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

s_q = 1.21

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

s_γ = 0.87

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$m_b = (2 + B* / L*) / (1 + B* / L*)$ = 1.75

$m_l = (2 + L* / B*) / (1 + L* / B*)$ = 1.25

$\theta = \text{arctg}(Tb/Tl)$ = 90.00 (°)

m = 1.75 (-)

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

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

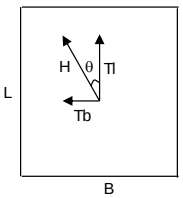
i_q = 1.00

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

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 : fattori di profondità del piano di appoggio

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

$d_q =$ 1.37

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

$d_c =$ 1.39

$d_\gamma = 1$

$d_\gamma =$ 1.00

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2$ $\beta_f + \beta_p =$ 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

$b_\gamma = b_q$

$b_\gamma =$ 1.00

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

$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2$ $\beta_f + \beta_p =$ 0.00 $\beta_f + \beta_p < 45°$

$g_q =$ 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

$\mathbf{q_{lim}} =$ 3117.15 (kN/m^2)

Pressione massima agente

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

$\mathbf{q} =$ 192.01 (kN/m^2)

Verifica di sicurezza capacità portante

$\mathbf{q_{lim} / \gamma_R} =$ 1355.28 **≥** **q =** 192.01 (kN/m^2)

13 RIEPILOGO INCIDENZA E ARMATURA

Elemento	Armatura principale	Armatura a taglio	Armatura longitudinale	Incidenza
Soletta superiore	ϕ14/100 superiori ϕ16/100 inferiori	ϕ10/200x200	25% armatura trasversale	**110 kg/m3**
Piedritti	ϕ14/100 esterni ϕ12/100 interni	ϕ10/400x400	25% armatura trasversale	**120 kg/m3**
Fondazione	ϕ14/100 superiori ϕ14/100 inferiori	ϕ10/400x400	25% armatura trasversale	**90 kg/m3**