

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA-VITERBO

TRATTA CESANO VIGNA DI VALLE

IN26 – Tombino idraulico al km 38+627

Relazione di calcolo scatolare

SCALA:

-

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

NR1J 01 D 29 CL IN2600 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F. Serrau <i>F. Serrau</i>	05-2020	M. Monda <i>M. Monda</i>	05-2020	T. Pagletti <i>T. Pagletti</i>	05-2020	Arduini <i>Arduini</i> 05-2020 ITALFERR s.p.a. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Dott. Enrico Arduini Via degli Ingegneri alla Scazzola di Roma n. 1554-001

File: NR1J01D29CLIN2600001A

n. Elab.: 307.42

## 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	<i>Peso proprio (g1)</i> .....	12
8.1.2	<i>Pesi permanenti non strutturali (g2)</i> .....	12
8.1.3	<i>Spinta statica del terreno (g2k)</i> .....	14
8.1.4	<i>Azione del sovraccarico accidentale mobile (<math>Q_{VK}</math> e <math>q_{vk}</math>)</i> .....	16
8.2	VARIAZIONE TERMICA .....	21
8.3	RITIRO .....	21
8.4	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	21
9	COMBINAZIONI DI CARICO .....	29
10	MODELLAZIONE STRUTTURALE .....	35
10.1	MODELLAZIONE ADOTTATA.....	35

10.2	RISULTATI ANALISI STRUTTURALE.....	38
11	VERIFICHE STRUTTURALI.....	43
11.1	SEZIONE 1 – SOLETTA SUPERIORE APPOGGIO – VERIFICA PER MOMENTO NEGATIVO .....	43
11.2	SEZIONE 2 – SOLETTA SUPERIORE MEZZERIA – VERIFICA PER MOMENTO POSITIVO .....	46
11.3	SEZIONE 3 – PIEDRITTO TESTA .....	48
11.4	SEZIONE 4 – PIEDRITTO PIEDE .....	51
11.5	SEZIONE 5 – FONDAZIONE – SEZIONE IN CORRISPONDENZA DI ATTACCO AL PIEDRITTO .....	54
11.6	SEZIONE 6 – FONDAZIONE – SEZIONE IN MEZZERIA .....	57
12	RIEPILOGO INCIDENZA E ARMATURA .....	59
13	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	60
13.1	VERIFICA DEI CEDIMENTI A LUNGO TERMINE .....	61
13.2	VERIFICA DEI CEDIMENTI A BREVE TERMINE.....	62
13.3	VERIFICA DI PORTANZA IN CONDIZIONI DRENATE .....	63
13.4	VERIFICA DI PORTANZA IN CONDIZIONI NON DRENATE.....	66

## 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 IN26 alla pk 38+627**.

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<b>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<i>Tombini idraulici - IN26 - Tombino idraulico al km 38+627</i>	COMMESSA NRIJ	LOTTO 01 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN2600 001	REV. A	FOGLIO 5 di 68

## 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	2	6	0	0	0	0	1	A
Planimetria di progetto	1:500	N	R	1	J	0	1	D	2	9	P	8	I	N	2	6	0	0	0	0	1	A
Relazione di calcolo scatolare	-	N	R	1	J	0	1	D	2	9	C	L	I	N	2	6	0	0	0	0	1	A
Relazione di calcolo opere provvisionali	-	N	R	1	J	0	1	D	2	9	C	L	I	N	2	6	0	0	0	0	2	A
Fasi costruttive 1/2	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	N	2	6	0	0	0	0	1	A
Fasi costruttive 2/2	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	N	2	6	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	2	6	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	2	6	0	0	0	0	3	A

## 4 UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA

Si utilizza il Sistema Internazionale (SI):

### unità di misura principali

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

### unità di misura derivate

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

### corrispondenze notevoli

$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$1 \text{ MPa} \sim 10 \text{ kgf/cm}^2$$

$$1 \text{ kN/m}^3 \sim 100 \text{ kgf/m}^3$$

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

$\gamma$	(gamma)	peso dell'unità di volume	(kN/m <sup>3</sup> )
$\sigma$	(sigma)	tensione normale	(N/mm <sup>2</sup> )
$\tau$	(tau)	tensione tangenziale	(N/mm <sup>2</sup> )
$\epsilon$	(epsilon)	deformazione	(m/m - adimensionale)
$\varphi$	(fi)	angolo di resistenza	(° sessagesimali)

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<i>Tombini idraulici - IN26 - Tombino idraulico al km 38+627</i>	COMMESSA NRIJ	LOTTO 01 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN2600 001	REV. A

## 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

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

Acciaio per ca

<b>TIPO</b>	<b>B450 C</b>	<b>Mpa</b>	Tipo di acciaio
$f_{yk} =$	450	<b>Mpa</b>	Tensione Caratteristica di Snervamento
$f_{tk} =$	540	<b>Mpa</b>	Tensione Caratteristica di Rottura
Verifiche agli SLU			
$\gamma_s =$	1.15		Coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio
$f_{yd} =$	391	<b>Mpa</b>	Resistenza di calcolo a Trazione dell'Acciaio
Verifiche agli SLE			
$\sigma_s =$	360	<b>Mpa</b>	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 IN26.

- Modello geotecnico n° 9, dalla pk 38+000 alla pk 39+497

Modello 9a - Da pk 38+000 alla pk 39+150

Unità Geotecnica	Descrizione	z iniz (m)	z fin (m)	spessore (m)	z media (m da p.c.)	Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> )	Tipo di terreno	Densità relativa (%)	Angolo di resistenza al taglio picco $\phi$ (°)	Angolo di resistenza al taglio a volume costante $\phi$ ' cv (°)	C' (kPa)	Cu (kPa)	Modulo elastico Eop,1 (MPa)	Modulo elastico Eop,2 (MPa)	Modulo edometrico M (MPa)	Modulo non drenato Eu (MPa)	Coefficiente di consolidazione cv (m <sup>2</sup> /s)	K da prove Lefranc (cm/s)	K media (cm/s)
P1	Depositi superficiali zona Lago Morto	0	4	4	2	17	GF/GG	30-40	26	25	10	40	18	36	25	36	$1 \cdot 10^{-3} - 1 \cdot 10^{-4}$	-	$5 \cdot 10^{-6}$
U1a	Limo sabbioso debolmente argilloso	4	8	4	2	17	GF/GG	50-60	28	24.5	10	60	26	52	40	54	$5 \cdot 10^{-2}$	$2,16 \cdot 10^{-2}$	$2,16 \cdot 10^{-2}$
U3b	PVS-Depositi vulcanici - Sabbia limosa addensata con presenza di ghiaia e litici vulcanici	8	30	22	11	17	GG	60-70	32	27	5	-	35	70	50	-		$2,80 \cdot 10^{-4} / 3,76 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-5}$

- La falda di progetto si trova a circa 25 m di profondità da piano campagna.
- Categoria del suolo: B
- La fondazione dello scatolare ricade nell'unità P1; lo spessore di tale unità al di sotto del piano di fondazione è di 1.5 m..

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<i>Tombini idraulici - IN26 - Tombino idraulico al km 38+627</i>	COMMESSA <b>NRIJ</b>	LOTTO <b>01 D 29</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IN2600 001</b>	REV. <b>A</b>

## 7 CRITERI PROGETTUALI

### 7.1 Vita Nominale

La vita nominale di progetto  $V_N$  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  $V_N$  da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella tabella seguente estratta dal manuale di progettazione:

TIPO DI COSTRUZIONE <sup>(1)</sup>	Vita Nominale $V_N$ [Anni] <sup>(2)</sup>
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ( $V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V < 250$ Km/h	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V \geq 250$ km/h	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	$\geq 100$ <sup>(2)</sup>
(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  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ . Pertanto:

$$V_R = 75 \times 1.0 = \mathbf{75 \text{ anni}}$$

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  $T_R = 712$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<i>Tombini idraulici - IN26 - Tombino idraulico al km 38+627</i>	COMMESSA NRIJ	LOTTO 01 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN2600 001	REV. A

## 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/m<sup>3</sup>.

#### 8.1.2 *Pesi permanenti non strutturali (g2)*

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

- Ballast e armamento:  $0.80 \text{ m} \times 18.00 \text{ kN/m}^3 = 14.40 \text{ kN/m}^2$ ;
- Sub-ballast:  $0.12 \text{ m} \times 18.00 \text{ kN/m}^3 = 2.16 \text{ kN/m}^2$ ;
- Supercompattato:  $0.30 \text{ m} \times 20.00 \text{ kN/m}^3 = 6.00 \text{ kN/m}^2$ ;
- Ricoprimento  $2.68 \text{ m} \times 20.00 \text{ kN/m}^3 = 53.60 \text{ kN/m}^2$ ;
- Peso totale dei permanenti portati:  $g_2 = 76.00 \text{ kN/m}^2$ .

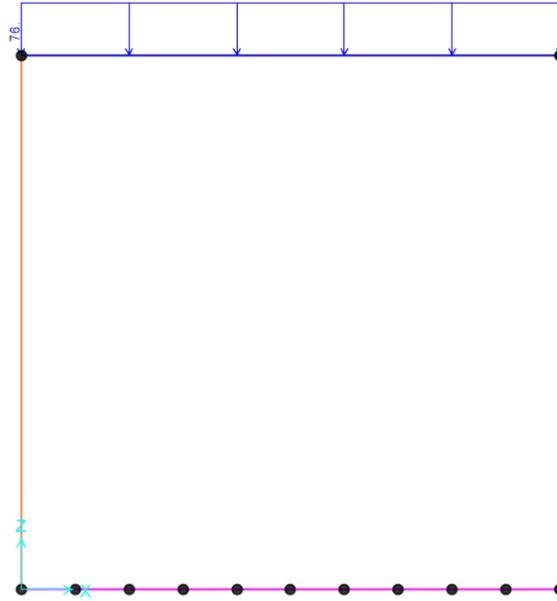


Figure 1: ricoprimento

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:  $76 \times (0.50 / 2) = 19$  kN.

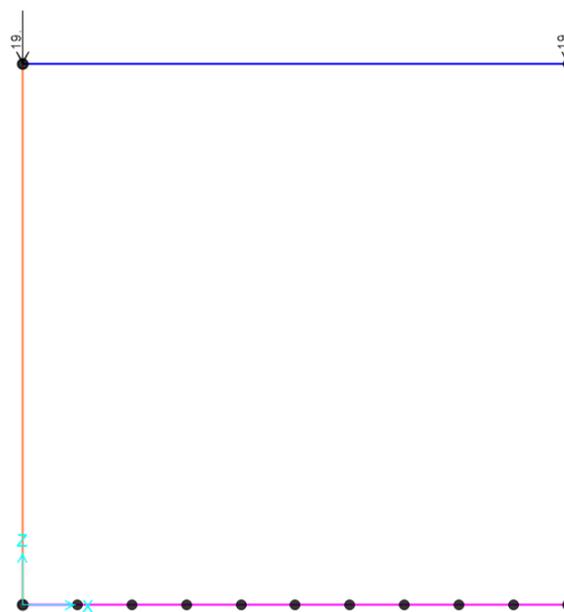


Figure 2: carico concentrato nei nodi d'angolo

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<i>Tombini idraulici - IN26 - Tombino idraulico al km 38+627</i>	COMMESSA <b>NRIJ</b>	LOTTO <b>01 D 29</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IN2600 001</b>	REV. <b>A</b>

### 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:

$$P = h \cdot \gamma \cdot K_0$$

e per cui risulta alle diverse quote:

- $K_0 = 1 - \tan(\phi) = 1 - \tan(38) = 0.384$
- Pressione in corrispondenza della quota di estradosso della soletta superiore:  
 $P_1 = 0.384 \cdot (0.80 \cdot 18.00 + 0.12 \cdot 18.00 + 0.30 \cdot 20.00 + 2.68 \cdot 20) = 29 \text{ kN/m}^2$
- Pressione in asse alla soletta superiore:  
 $P_2 = P_1 + 0.384 \cdot (0.50/2 \cdot 20.00) = 31 \text{ kN/m}^2$
- Pressione in asse alla soletta inferiore:  
 $P_3 = P_2 + 0.384 \cdot 20.00 \cdot (0.50/2 + 2.00 + 0.50/2) = 50 \text{ kN/m}^2$
- Pressione in corrispondenza della quota di estradosso della soletta inferiore:  
 $P_4 = P_3 + 0.384 \cdot 0.50/2 \cdot 20.00 = 52 \text{ kN/m}^2$

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:  
 $F_1 = (P_1 + P_2) \cdot (0.50/2) / 2 = 8.00 \text{ kN/m}$
- Spinta sul semispessore della soletta inferiore:  
 $F_2 = (P_3 + P_4) \cdot (0.50/2) / 2 = 13.00 \text{ kN/m}$

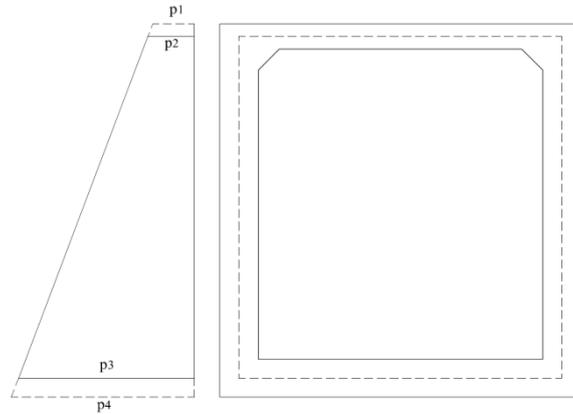


Figure 3: - Spinta del terreno

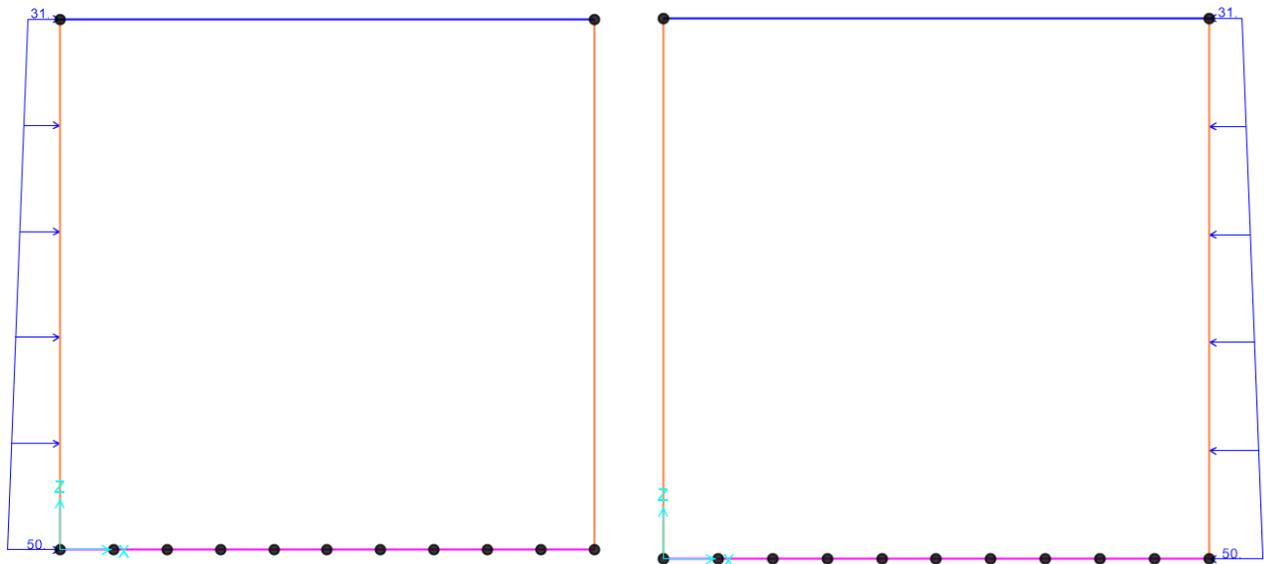


Figure 4: - Spinta del terreno - carico distribuito

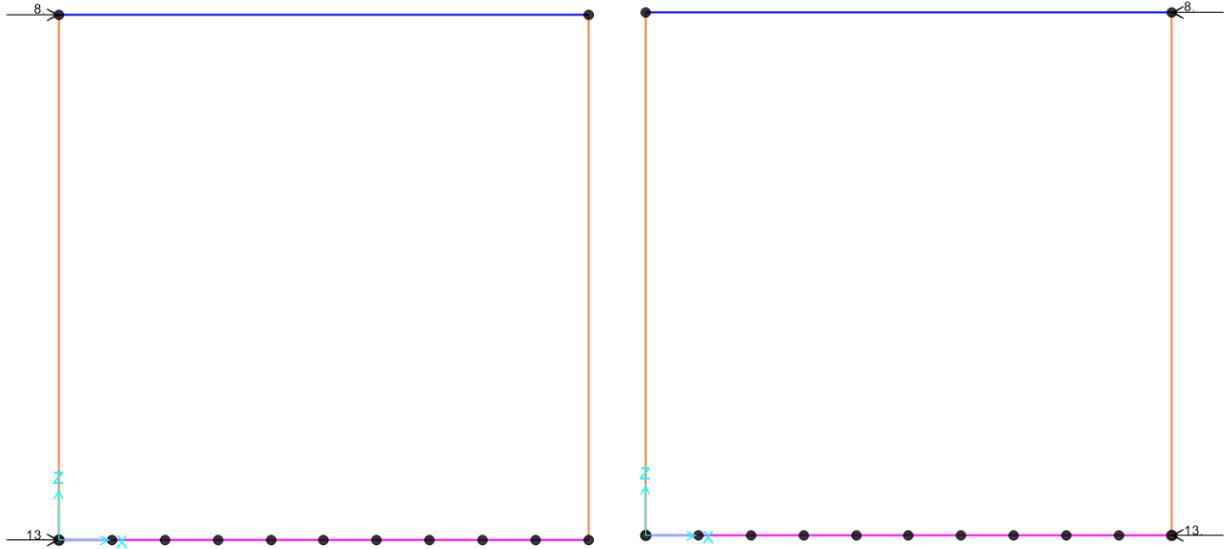


Figure 5: – Spinta del terreno – carico concentrato

#### 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

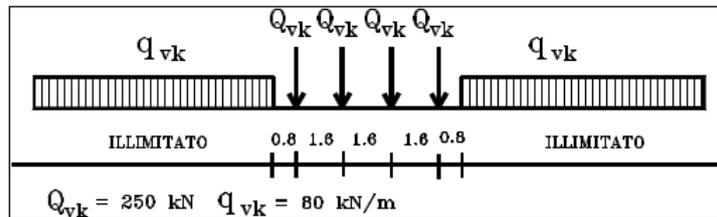
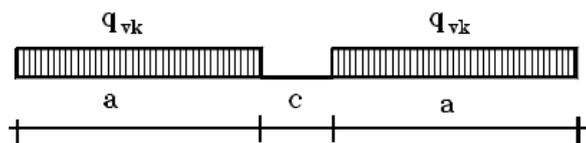


Figure 6: – Treno di carico LM71



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<i>Tombini idraulici - IN26 - Tombino idraulico al km 38+627</i>	COMMESSA <b>NRIJ</b>	LOTTO <b>01 D 29</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IN2600 001</b>	REV. <b>A</b>

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 “ $\alpha$ ”, variabile in funzione della tipologia di infrastruttura, e un coefficiente dinamico “ $\Phi$ ”, che tiene conto della natura dinamica del transito dei convogli.

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

<b>5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera <math>\leq 5,0</math> m e luce libera <math>\leq 8,0</math> m).</b>  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 $\Phi$ pari a 0,9, da applicare al coefficiente $\Phi$	$\Phi_2 = 1,20; \Phi_3 = 1,35$
---	--------------------------------

Coefficiente di amplificazione dinamica  $\Phi$ , per linee con ridotto standard manutentivo:

$$\Phi_3 = 1.35$$

Il coefficiente di adattamento  $\alpha$ , 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:

$$L_T = \text{larghezza traversina} = 2.40 \text{ m}$$

$$h_{\text{Ballast sotto la traversina}} = 0.40 \text{ m}$$

$$h_{\text{subballast}} = 0.12 \text{ m}$$

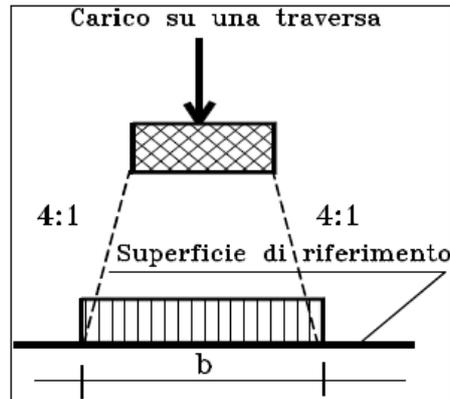
$$h_{\text{supercompattato}} = 0.30 \text{ m}$$

$$h_{\text{rilevato}} = 2.68 \text{ m}$$

$$h_{\text{soletta}} = 0.50 \text{ m}$$

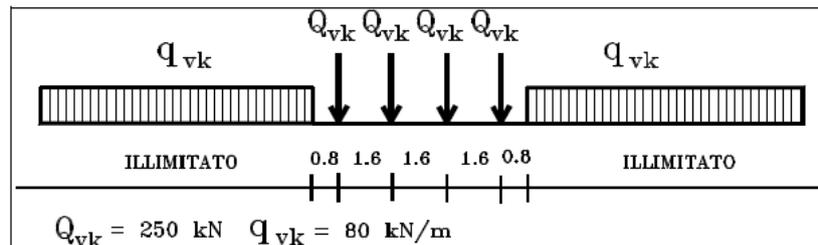
#### Larghezza di diffusione in direzione trasversale $b_t$ :

$$b_t = L_T + 2x(h_{\text{ballast}}/4 + h_{\text{subballast}}/4 + h_{\text{supercompattato}}/4 + h_{\text{rilevato}} * \text{tg}38^\circ + h_{\text{soletta}}/2) = 7.50 \text{ m}$$



LM71 quattro assi da 250 kN e distribuito di 80 kN/m<sup>2</sup>

Treno LM71



**Larghezza di diffusione in direzione longitudinale  $b_L$ :**

$$b_L = 1.60 \times 3 + 2x(h_{ballast}/4 + h_{subballast}/4 + h_{supercompattato}/4 + h_{rilevato} \cdot \text{tg}38^\circ + h_{soletta}/2) = 9.90 \text{ m}$$

**Carico ripartito prodotto dalle forze concentrate – Treno di carico LM71**

$$Q_{vk} \text{ (a livello dell'asse della soletta)} = 1.10 \times 1.35 \times 4 \times 250 / (7.50 \times 9.90) = 20 \text{ kN/m}^2$$

**Carico ripartito prodotto dal carico distribuito – Treno di carico LM71**

$$q_{vk} \text{ (a livello dell'asse della soletta)} = 80 / 7.50 \times 1.10 \times 1.35 = 16 \text{ kN/m}^2$$

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

$$q_{vk} \text{ (a livello dell'asse della soletta)} = 150 / 7.50 \times 1.00 \times 1.35 = 27 \text{ kN/m}^2$$

In funzione della distribuzione dei carichi, il treno di carico SW2 risulta essere peggiore rispetto al treno di carico LM71. Inoltre, in funzione della distribuzione dei carichi relativa ai due binari si ha una fascia maggiore di un metro nella quale

i carichi dei treni si sovrappongono. Pertanto, il carico dovuto al passaggio dei convogli sarà pari al doppio di quello calcolato, ovvero:

$$Q_{vk} \text{ (a livello dell'asse della soletta)} = 2 \times [1.00 \times 1.35 \times 150 / 7.50] = 54 \text{ kN/m}^2$$

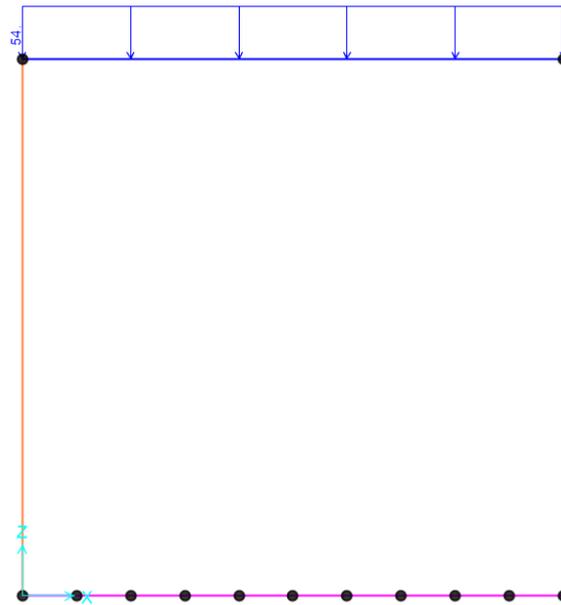


Figure 8: – Treno di carico sulla soletta

#### 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  $\phi$ .

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

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

$$q_{SPACCSX} = 2 \times [1.10 \times 4 \times 250 / (7.50 \times 3.00)] \times 0.384 = 38 \text{ kN/m}^2$$

#### **Pressione del carico accidentale sui piedritti – SW/2 (Condizioni SPACCSX e SPACCDX)**

$$q_{SPACCSX} = 2 \times [1.00 \times 150 / (7.50 \times 3.00)] \times 0.384 = 5.00 \text{ kN/m}^2$$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<i>Tombini idraulici - IN26 - Tombino idraulico al km 38+627</i>	COMMESSA <b>NR1J</b>	LOTTO <b>01 D 29</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IN2600 001</b>	REV. <b>A</b>

In funzione della distribuzione dei carichi, la pressione sui piedritti esercitata dal treno di carico LM71 risulta essere peggiore rispetto al treno di carico SW/2.

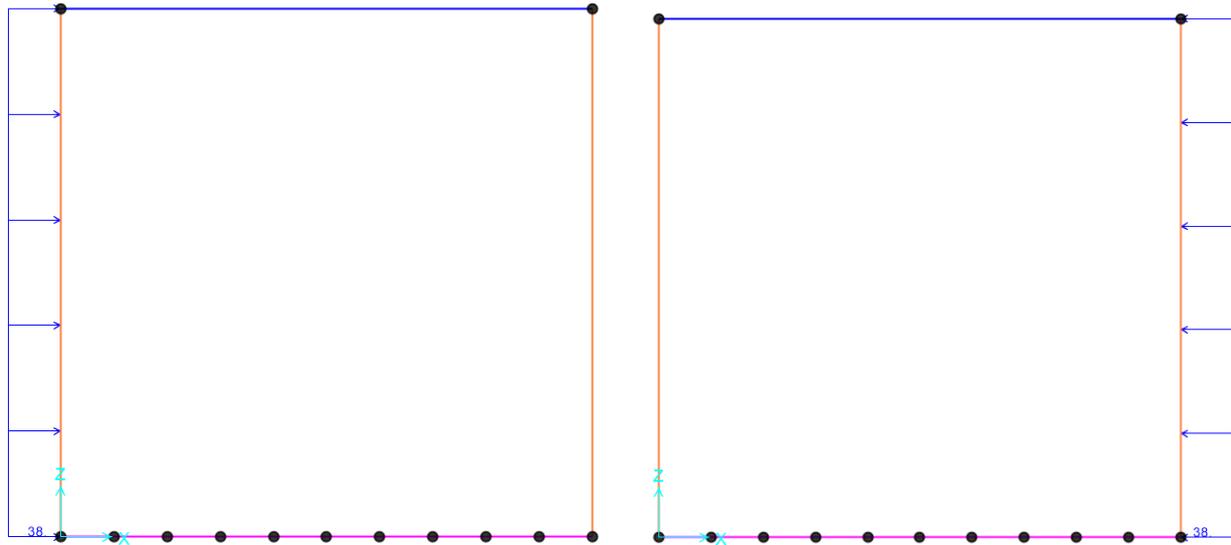


Figure 9: - Spinta del carico accidentale sui piedritti

### 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:

$$Q_{avv} = \alpha \times A_{vv} / L_t = 1.10 \times 33 / 7.50 = 4.85 \text{ kN/m}^2$$

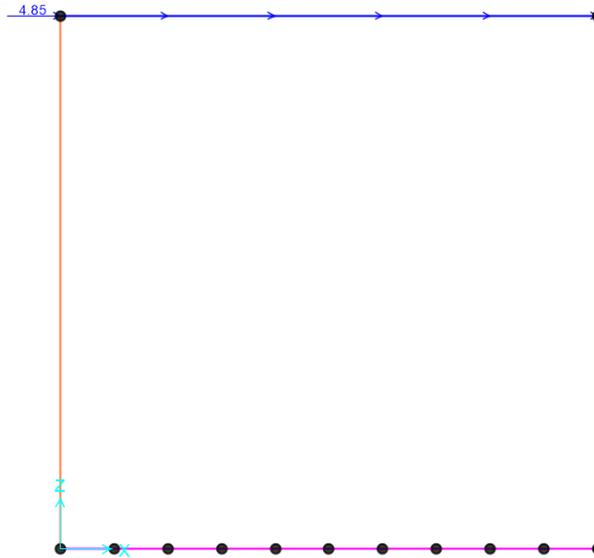


Figure 10: – avviamento

## 8.2 Variazione termica

La variazione termica uniforme applicata alla soletta di copertura è pari a  $\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$ .

La variazione termica a farfalla applicata alla soletta di copertura è pari a  $\Delta T = \pm 5^\circ\text{C}$ .

## 8.3 Ritiro

Gli effetti del ritiro vanno valutati a “lungo termine” attraverso il calcolo dei coefficienti  $\epsilon_{cs}$  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:

$$\Delta T_{\text{rit}} = -10^\circ\text{C}.$$

## 8.4 Valutazione dell'azione sismica

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

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.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<i>Tombini idraulici - IN26 - Tombino idraulico al km 38+627</i>	COMMESSA <b>NR1J</b>	LOTTO <b>01 D 29</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IN2600 001</b>	REV. <b>A</b>

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  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*_c$ .

$a_g$  → accelerazione massima al sito;

$F_0$  → 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;

$S$  → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_t$ ).

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 B.

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 B a cui è associato un valore di  $S_s$  pari a 1.20.

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

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:  LATTITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:  PROVINCIA:  COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

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

Interpolazione:

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figure 11: Fase 1, individuazione della pericolosità del sito

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

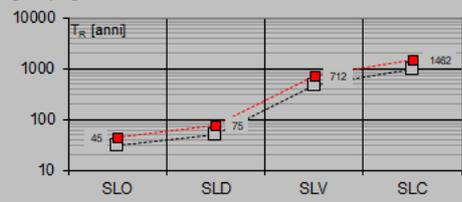
Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figure 12: Fase 2, scelta della strategia di progettazione

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [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  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno associati a ciascun stato limite

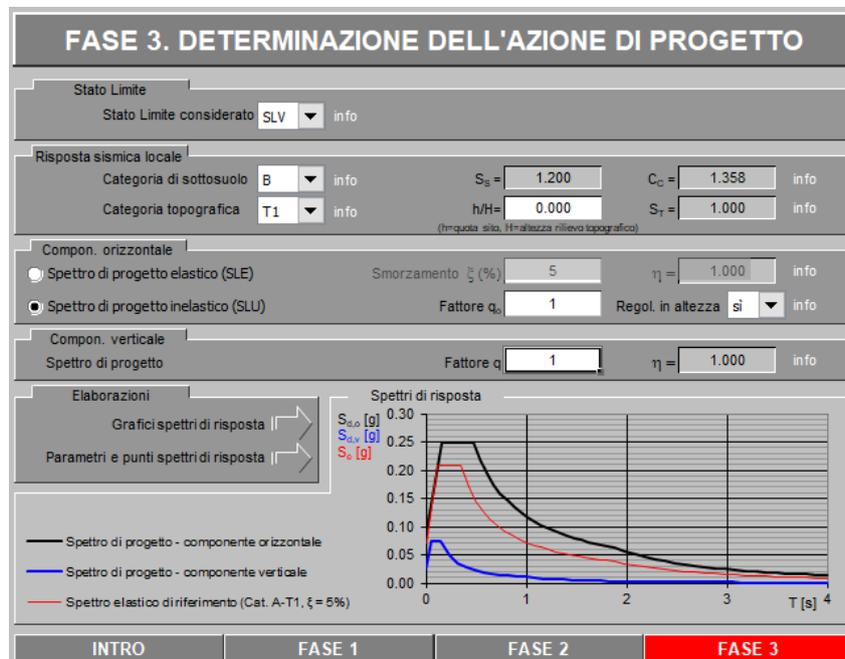


Figure 14:: Determinazione dell'azione di progetto

**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
$S_s$	1,200
$C_C$	1,358
$S_T$	1,000
$q$	1,000

**Parametri dipendenti**

$S$	1,200
$\eta$	1,000
$T_B$	0,158 s
$T_C$	0,474 s
$T_D$	1,884 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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  $\eta$  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	0,085
$T_B$	0,158	0,249
$T_C$	0,474	0,249
	0,541	0,218
	0,608	0,194
	0,675	0,175
	0,742	0,159
	0,809	0,146
	0,877	0,135
	0,944	0,125
	1,011	0,117
	1,078	0,110
	1,145	0,103
	1,212	0,097
	1,279	0,092
	1,347	0,088
	1,414	0,084
	1,481	0,080
	1,548	0,076
	1,615	0,073
	1,682	0,070
	1,749	0,068
	1,817	0,065
$T_D$	1,884	0,063
	1,984	0,056
	2,085	0,051
	2,186	0,047
	2,287	0,043
	2,388	0,039
	2,488	0,036
	2,589	0,033
	2,690	0,031
	2,791	0,029
	2,891	0,027
	2,992	0,025
	3,093	0,023
	3,194	0,022
	3,295	0,020
	3,395	0,019
	3,496	0,018
	3,597	0,017
	3,698	0,016
	3,798	0,015
	3,899	0,015
	4,000	0,014

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  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a \max}{g} \quad k_v = \pm 0,50 \cdot k_h$$

dove :

$a_{max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$  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  $\beta_m$  assume il valore unitario.

Pertanto, i due coefficienti sismici valgono:

- $k_h = 0.0852$
- $k_v = \pm 0.0426$

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  $\psi_2 = 0.20$ .

#### **Sisma orizzontale**

Forza orizzontale totale sulla soletta di copertura:

$$F_{h,1} = (18 \times 0.80 + 18 \times 0.12 + 20 \times 0.30 + 20 \times 2.68 + 25 \times 0.50 + 54 \times 0.20) \times 0.0852 = 8.5 \text{ kN/m}$$

Forza orizzontale sui piedritti:

$$F_{h,2} = 25 \times 0.50 \times 0.0852 = 1.10 \text{ kN/m}$$

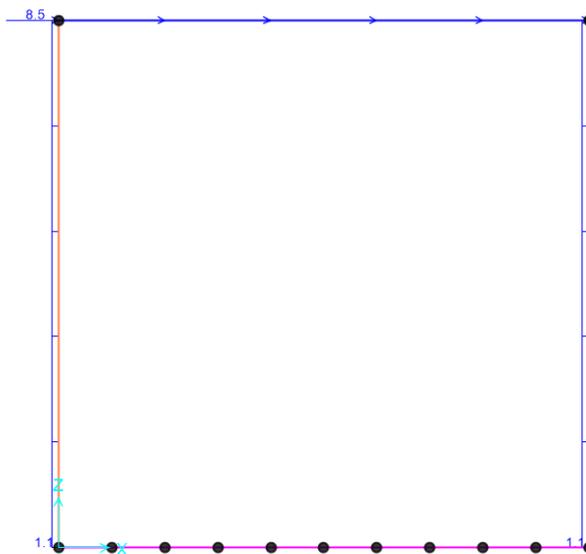


Figure 16:: inerzia orizzontale

### Sisma verticale

Forza verticale sulla soletta di copertura:

$$F_{v,1} = (18 \times 0.80 + 18 \times 0.12 + 20 \times 0.30 + 20 \times 2.68 + 25 \times 0.50 + 54 \times 0.20) \times 0.0426 = 4.25 \text{ kN/m}$$

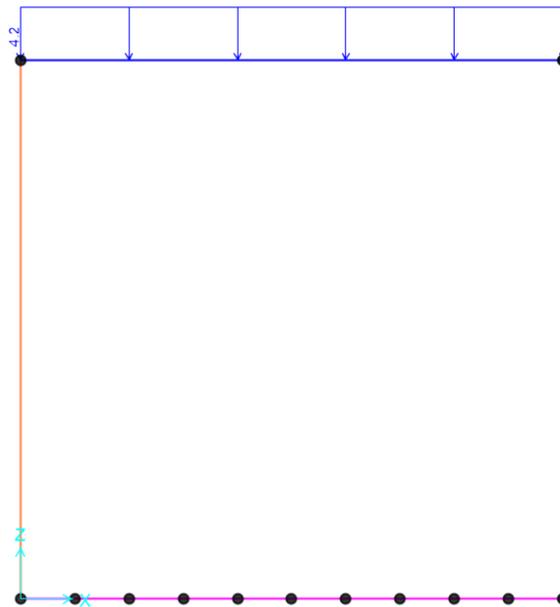


Figure 17: inerzia verticale

### 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.

$$\Delta S_E = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2 = 0.0852 \times 20 \times 3.00^2 = 15 \text{ kN}$$

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

$$SPSSX = 0.0852 \times 20 \times 3.00 = 5.10 \text{ kN/m}$$

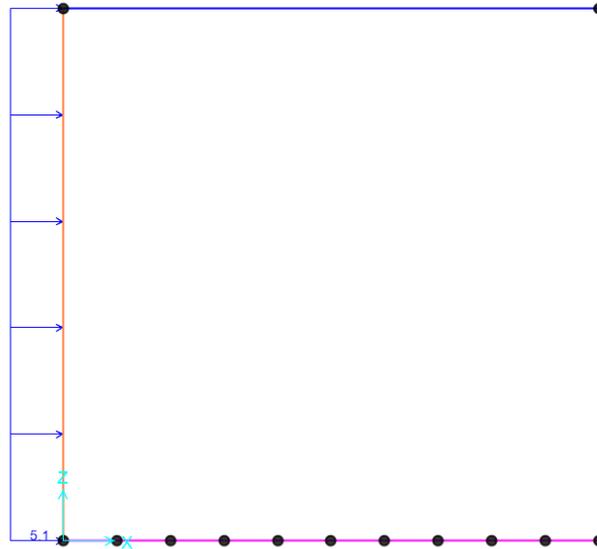


Figure 18: sovraspinta sismica di wood

## 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):

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

- 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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- $E1 = \pm 1.00 E_x \pm 0.30 E_z$
- $E2 = \pm 0.30 E_x \pm 1.00 E_z$

Con  $E_x$  ed  $E_z$  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 <sup>(2)</sup>
		caso a <sup>(1)</sup>	caso b <sup>(1)</sup>	
1	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	-	1,0 SW/2
	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	-	1,0 SW/2
2	secondo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	-	1,0 (LM 71''+"SW/0'')
	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	0,75 (LM 71''+"SW/0'')	1,0 SW/2
≥ 3	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'')	-
	Altri	-	0,75 (LM 71''+"SW/0'')	-

Tabella 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	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 ( $\Phi, \alpha$ , 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  $\gamma$  e i coefficienti di combinazione  $\psi$  sono riportati nelle tabelle seguenti. In particolare nel calcolo della struttura in esame si fa riferimento alla combinazione A1 STR.

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> 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.  
<sup>(3)</sup> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.  
<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.  
<sup>(5)</sup> Aliquota di carico da traffico da considerare.  
<sup>(6)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(7)</sup> 1,20 per effetti locali

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

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
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	gr1	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr2	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	gr3	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr4	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	FWk	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	Tk	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  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tab. 2 – Coefficienti di combinazione  $\psi$  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	$\Delta T +15$ uniforme
10	$\Delta T -15$ uniforme
11	$\Delta T +5$ lineare
12	$\Delta T -5$ 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	1.50	1.50	1.50	1.50	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	0.90	0.90	0.90	0.90	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	SPACCSX - 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	$\Delta T +15$ 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	$\Delta T -15$ 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	$\Delta T +5$ 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	$\Delta T -5$ 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
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
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
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	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	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	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
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
7	SPACCSX - 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
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
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
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
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
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
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
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 9.3: combinazioni di carico allo SLE - RARA

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	0.20	0.20	0.20	0.20	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	0.20	0.20	0.20	0.20
11	ΔT+5 lineare	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.20	0.20	0.20
12	ΔT-5 lineare	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.20	0.20	0.20	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
- $\Delta T+15$ uniforme: variazione termica positiva uniforme
- $\Delta T-15$ uniforme: variazione termica negativa uniforme
- $\Delta T+5$  lineare: variazione a farfalla
- $\Delta T-5$  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 compressive agenti sugli elementi strutturali al fine di procedere con le verifiche di sicurezza.

Convenzione assi

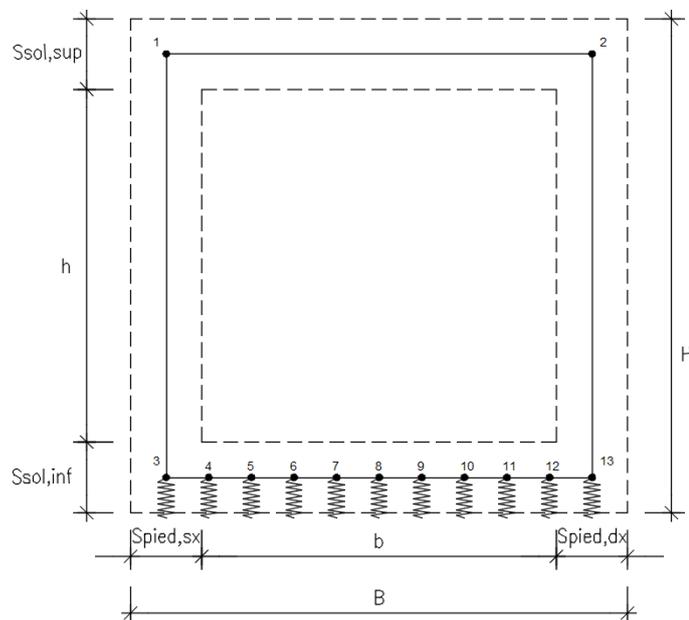
x = asse trasversale dello scatolare

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).

Per la determinazione della costante di sottofondo si può fare riferimento alle seguenti formulazioni assimilando il comportamento del terreno a quello di un mezzo elastico omogeneo (formula di Vesic)

$$k = \frac{0.65 E}{1 - \nu^2} * \sqrt[12]{\frac{Eb^4}{(E_c J)_{fond}}}$$

dove:

- h = altezza della trave;
- b = dimensione trasversale della trave;
- J = inerzia della trave;
- $E_c$  = modulo di elasticità del calcestruzzo
- $\nu$  = coefficiente di Poisson del terreno;
- E = modulo elastico medio del terreno sottostante.

E =	18000	kN/m <sup>2</sup>
$\nu$ =	0.3	
B =	3.0	m
L =	37.5	m
L/B =	12.51	
$c_t$ =	2.11	
$K_w$ =	3123	kN/m <sup>3</sup>

Cautelativamente si limita, ai fini del calcolo, il valore della costante di sottofondo a circa 3000 kN/m<sup>3</sup>.

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

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

$$K_{centrale} = K_s \times (S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/10 = 750 \text{ kN/m}$$

$$K_6 \dots K_{10} = 750 \text{ kN/m}$$

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

$$K_3 = K_{13} = 2 \times K_s \times [(S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/10 / 2 + S_p/2] = 2250 \text{ kN/m}$$

Ed infine i valori delle molle nei nodi 4, 5, 11 e 12 come da letteratura si assumono:

$$K_4 = K_5 = K_{11} = K_{12} = 1.5 \times K_{centrale} = 1125 \text{ kN/m}$$

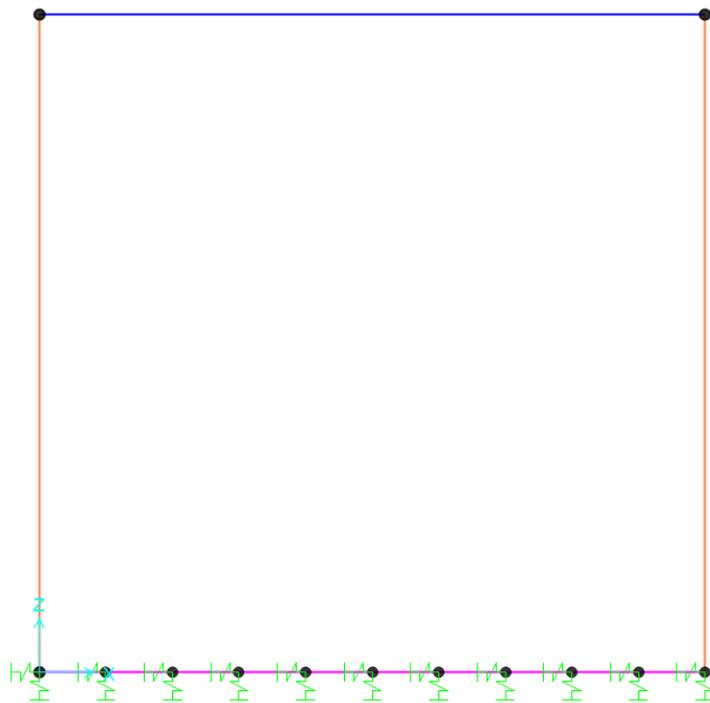


Figure 19: – vista standard del modello

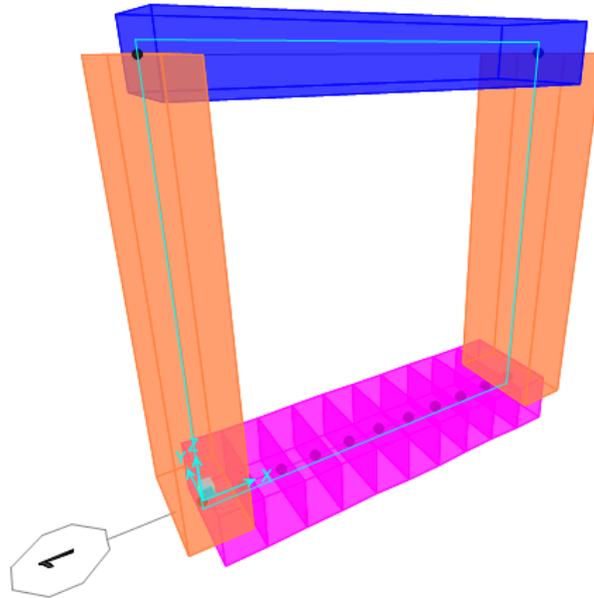


Figure 20: – vista estrusa del modello

## 10.2 Risultati analisi strutturale

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

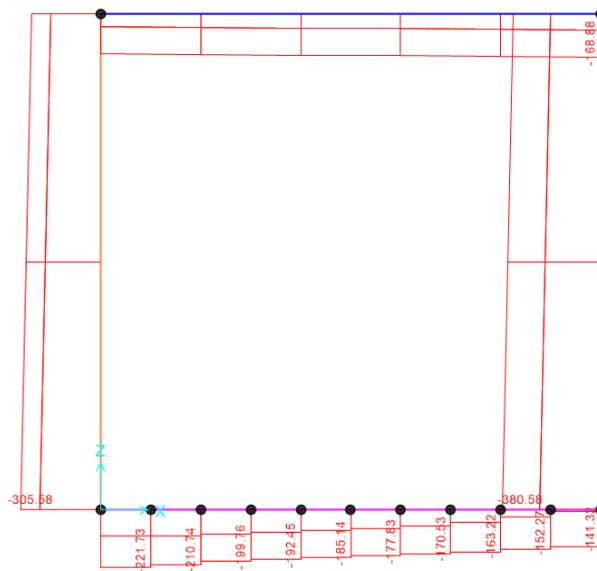


Figure 21: – Involuppo N - SLU

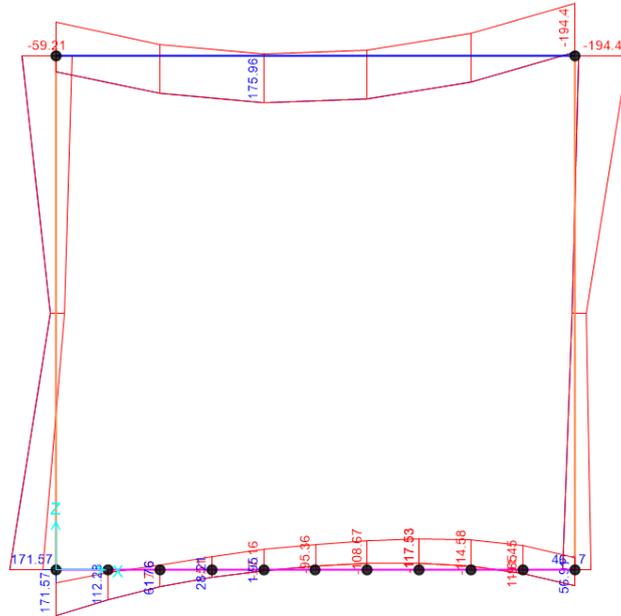


Figure 22: – Involuppo M - SLU

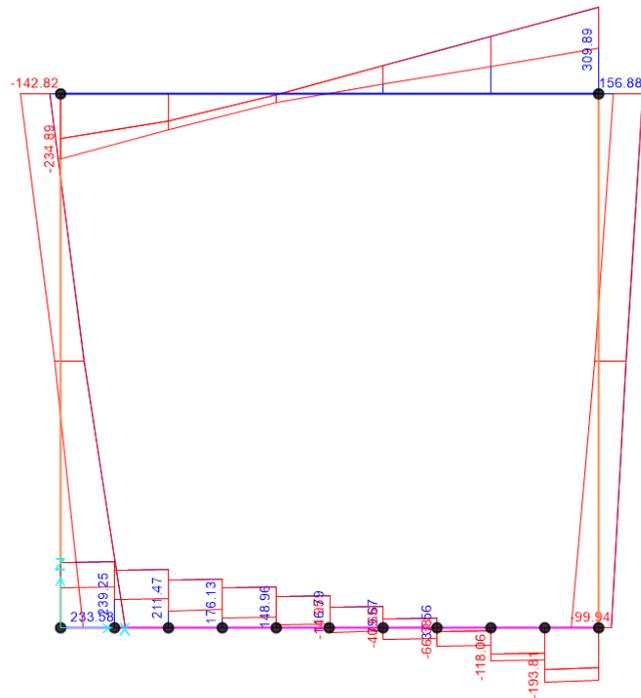


Figure 23: – Involuppo V - SLU

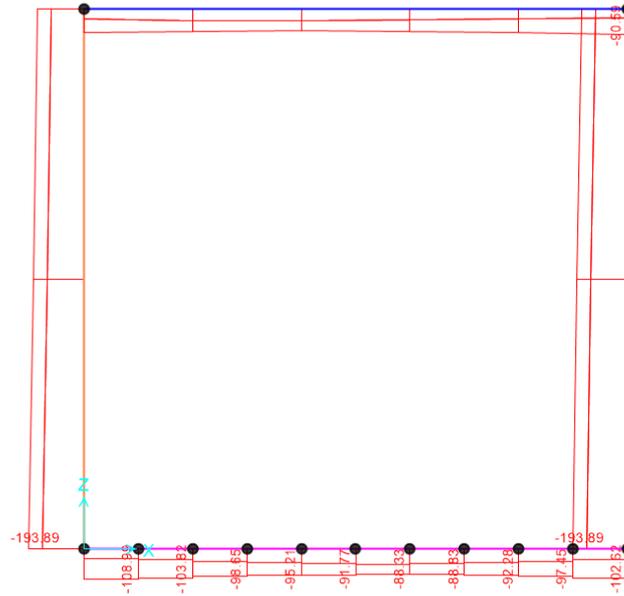


Figure 24: - Involuppo N - SLV

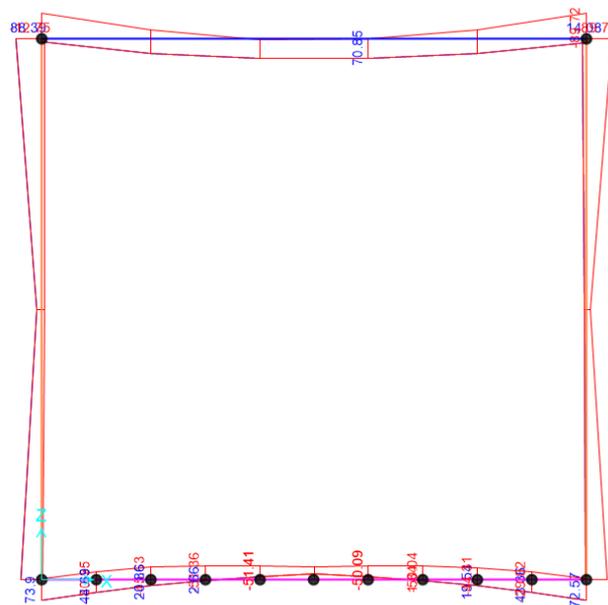


Figure 25: - Involuppo M - SLV

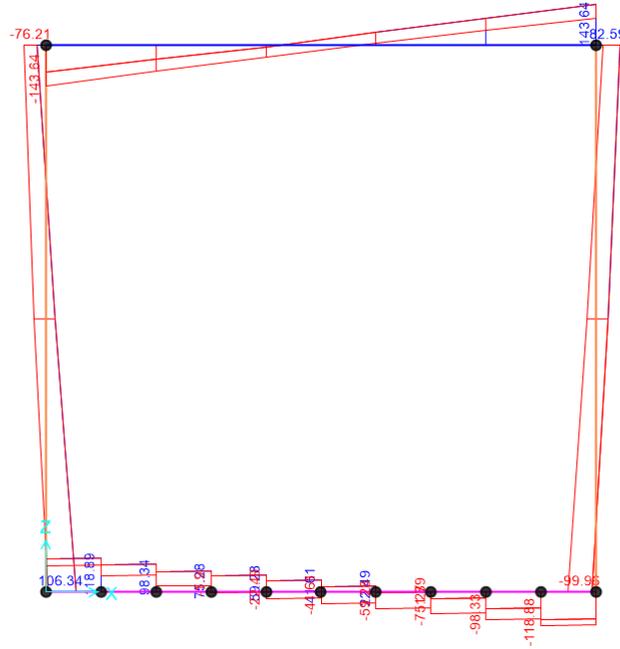


Figure 26: - Involuppo V - SLV

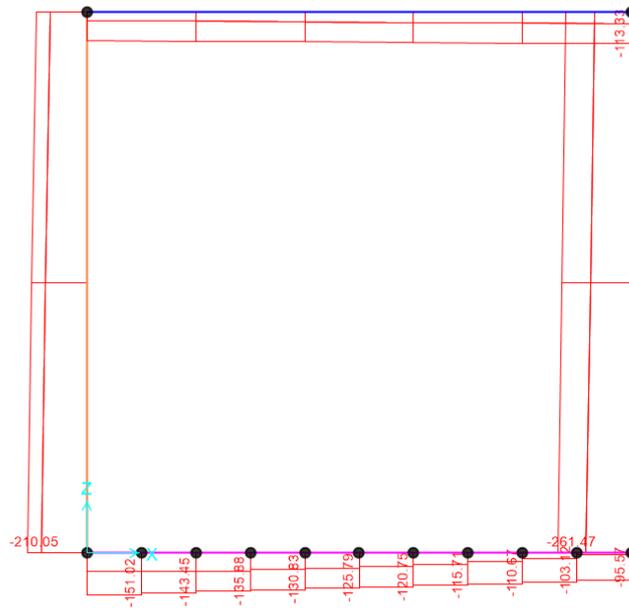


Figure 27: - Involuppo N - RARA

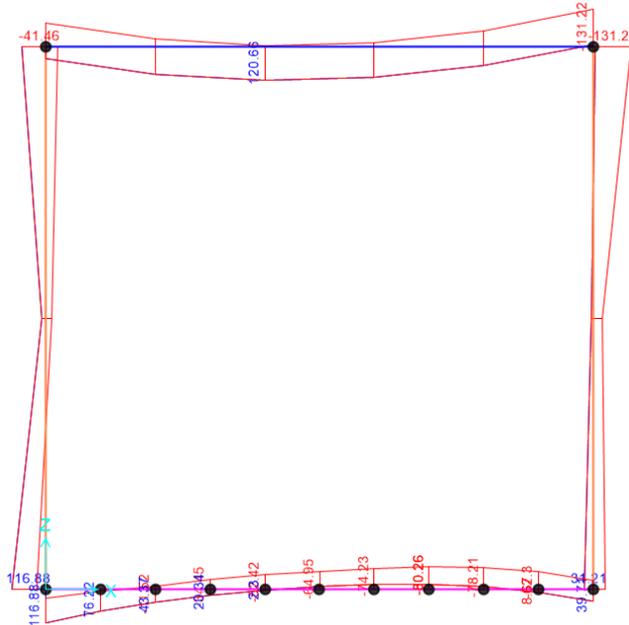


Figure 28: – Inviluppo M - RARA

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.

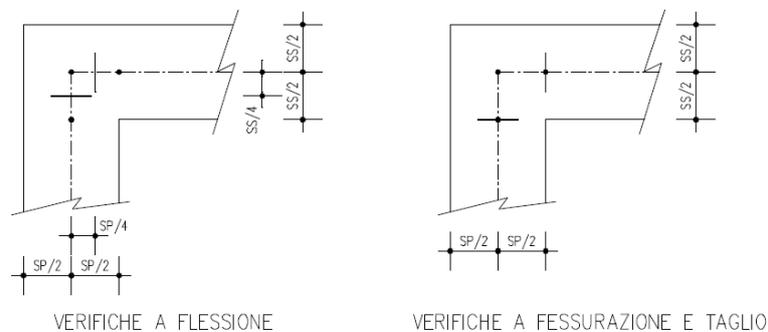


Figure 29.: Sezioni di verifica

## 11 VERIFICHE STRUTTURALI

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

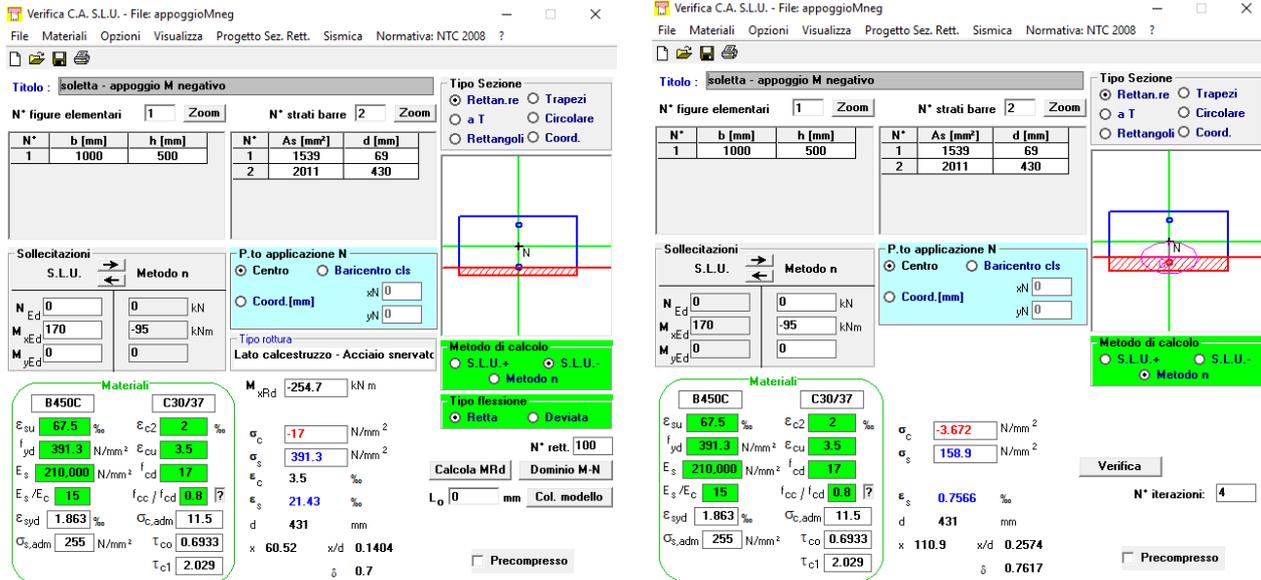


Figure 30: Verifica a flessione SLU ed SLE

Armatura tesa

Φ 14/100

Armatura compressa

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=255/170=1.50

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 <sup>3</sup>	b-h <sup>2</sup> /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 <sub>Ed</sub>	95	kNm	momento di calcolo
check	NON FESSURATO		
σ <sub>s</sub>	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 <sub>c,eff</sub>	129.7	mm	Altezza efficace armatura=min(2.5*(h-d);(h-x)/3;h/2)
A <sub>c,eff</sub>	129'700	mm <sup>2</sup>	Area efficace= b*h <sub>c,eff</sub>
A <sub>s</sub>	1539	mm <sup>2</sup>	Area armatura nella zona tesa
ρ <sub>eff</sub>	0.01187		Percentuale armatura: A <sub>s</sub> /A <sub>c,eff</sub>
ε <sub>sm</sub>	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 <sub>1</sub>
Φ1	14	mm	diametro φ <sub>1</sub>
n2	0		numero di barre con diametro φ <sub>2</sub>
Φ2	24	mm	diametro φ <sub>2</sub>
φ <sub>eq</sub>	14.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δ <sub>smax</sub>	411.376	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
W <sub>d</sub>	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	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 50$	mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$		coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10$	Ø	$14 = 15.39 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	Ø	$0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 450$	mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	Ø	$0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 17.00$	MPa	resist. di calcolo			$15.39 \text{ cm}^2$

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

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 260.0 \text{ kN}$$

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

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.667 < 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{\min} = 0.412$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.003 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

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

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

$$V_{Rd} = 195.6 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

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

#### • Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$\theta = 45.0 \quad \circ \quad \text{inclinaz. bielle cls} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90.0 \quad \circ \quad \text{inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio (staffatura):

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset 10 \text{ mm con } n^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 5 \text{ passo } 20 \text{ cm} = 0.196 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

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

$$f_{cd} = 8.50 \text{ MPa} \quad \text{resist. di calcolo ridotta}$$

$$\alpha_c = 1.000 \quad \text{coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 1721.3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 311.2 > 260.0 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.2$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

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

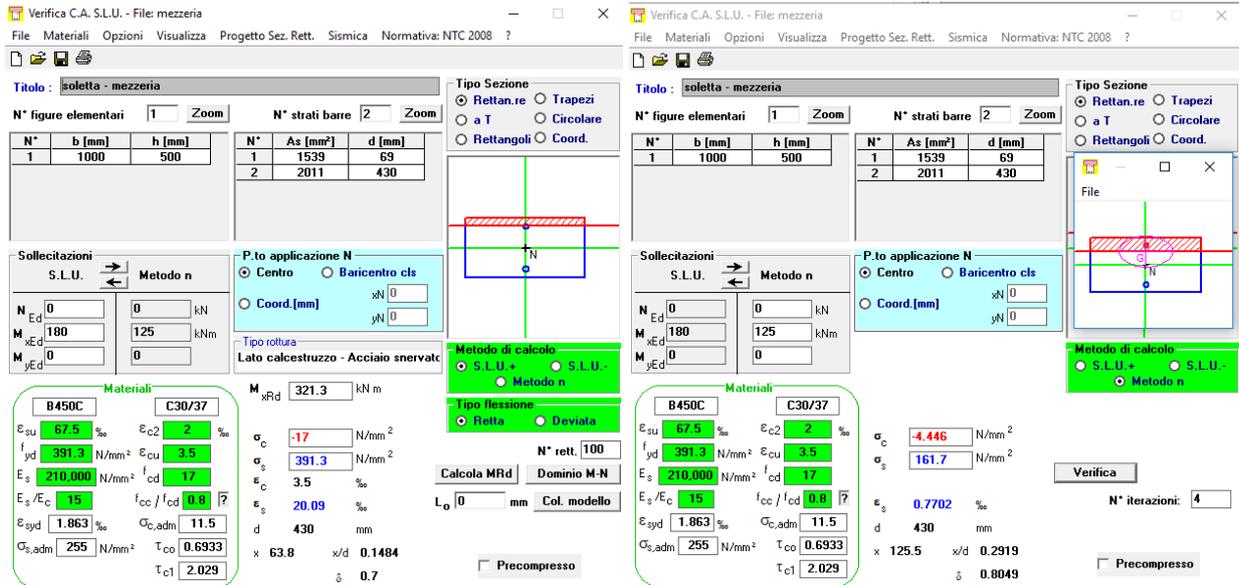


Figure 32: Verifica a flessione SLU ed SLE

Armatura tesa  $\Phi$  16/100

Armatura compressa  $\Phi$  14/100

S.F. SLU=321/180=1.78

S.F. SLE=0.20/0.18=1.10

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
ofess	2.41	MPa	fctm/1.2
Wid	0.042	m <sup>3</sup>	b-h <sup>2</sup> /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
Meq	125	kNm	momento di calcolo
check	<b>FESSURATO</b>		
σs	162	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	
hc,ef	124.8	mm	Altezza efficace armatura=min(2.5*(h-d);(h-x)/3;h/2)
Ac,eff	124'833	mm <sup>2</sup>	Area efficace = b*hc,ef
As	2011	mm <sup>2</sup>	Area armatura nella zona tesa
ρeff	0.01611		Percentuale armatura: As/Ac,eff
εsm	0.000462		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 φ1
φ1	16	mm	diametro φ1
n2	0		numero di barre con diametro φ2
φ2	24	mm	diametro φ2
φeq	16.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δsmax	379.645	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
Wd	0.18	mm	Ampiezza teorica fessura (C4.1.15)

Figure 33: calcolo ampiezza di fessura in rara

### 11.3 Sezione 3 – Piedritto testa

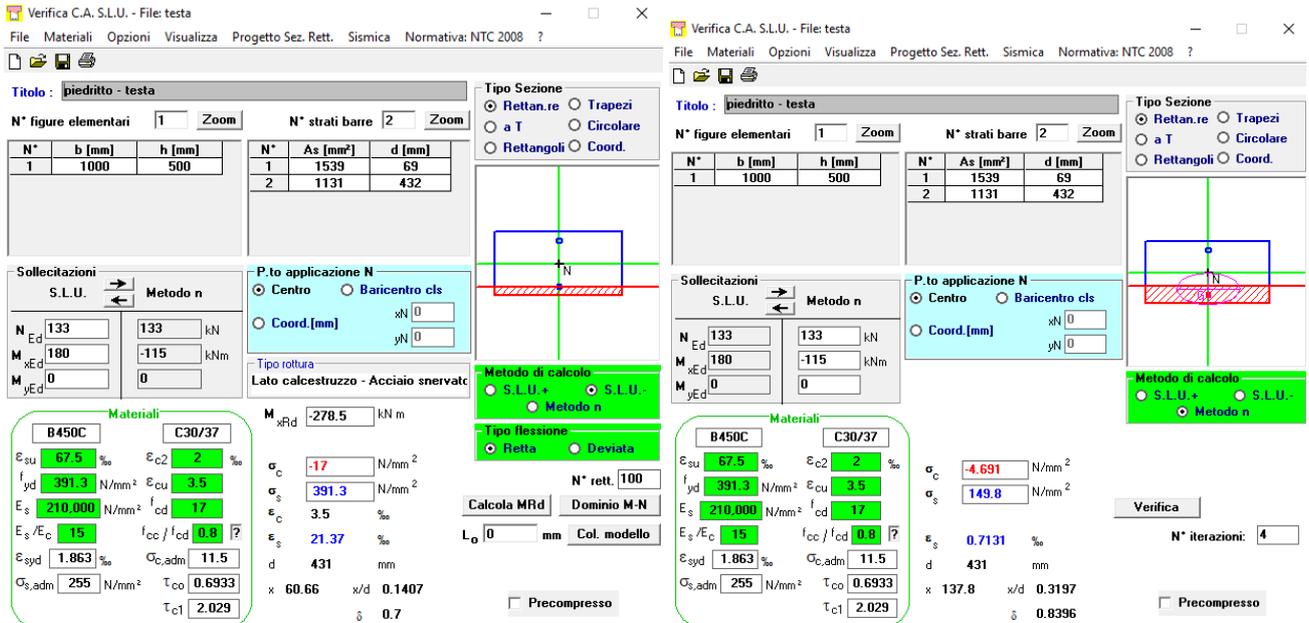


Figure 34: Verifica a flessione SLU ed SLE

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

Armatura tesa  $\Phi$  14/100

Armatura compressa  $\Phi$  12/100

Armatura a taglio  $\Phi$  10/200x200 per 1.00 metro a partire da intradosso fondazione

S.F. SLU=279/180=1.55

S.F. SLE=0.20/0.17=1.18

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
fcmm	38	MPa	fck+8
fctm	2.9	MPa	cls <= C50/60 → 0.3*fck^(2/3); cls > 50/60 → 2.12*ln(1.0+fcmm/10)
Ecm	32837	MPa	Modulo E = 22000*(fcmm/10)^0.3
Es	210'000	MPa	Modulo acciaio armatura
σfess	2.41	MPa	fctm/1.2
Wid	0.042	m <sup>3</sup>	b-h <sup>2</sup> /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 <sub>Ed</sub>	115	kNm	momento di calcolo
check	FESSURATO		
σ <sub>s</sub>	150	MPa	tensione nell'armatura tesa
kt	0.6		kt = 0.4 carichi di lunga durata; kt = 0.6 carichi di breve durata
α <sub>e</sub>	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	138	mm	Profondità asse neutro
2.5(h-d)	172.5	mm	
(h-x)/3	120.7	mm	
h/2	250.0	mm	
h <sub>c,ef</sub>	120.7	mm	Altezza efficace armatura = min(2.5*(h-d); (h-x)/3; h/2)
A <sub>c,eff</sub>	120'733	mm <sup>2</sup>	Area efficace = b*h <sub>c,ef</sub>
A <sub>s</sub>	1539	mm <sup>2</sup>	Area armatura nella zona tesa
ρ <sub>eff</sub>	0.01275		Percentuale armatura: A <sub>s</sub> /A <sub>c,eff</sub>
ε <sub>sm</sub>	0.000428		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 <sub>1</sub>
φ1	14	mm	diametro φ <sub>1</sub>
n2	0		numero di barre con diametro φ <sub>2</sub>
φ2	24	mm	diametro φ <sub>2</sub>
φ eq	14.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δ <sub>s,max</sub>	397.509	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
W <sub>d</sub>	0.17	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	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 50$	mm copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10$	$\emptyset 14$	$= 15.39 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 450$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 17.00$	MPa resist. di calcolo			$15.39 \text{ cm}^2$

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

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 145.0 \text{ kN}$$

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

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

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

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

$$V_{Rd} = 195.6 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

### 11.4 Sezione 4 – Piedritto piede

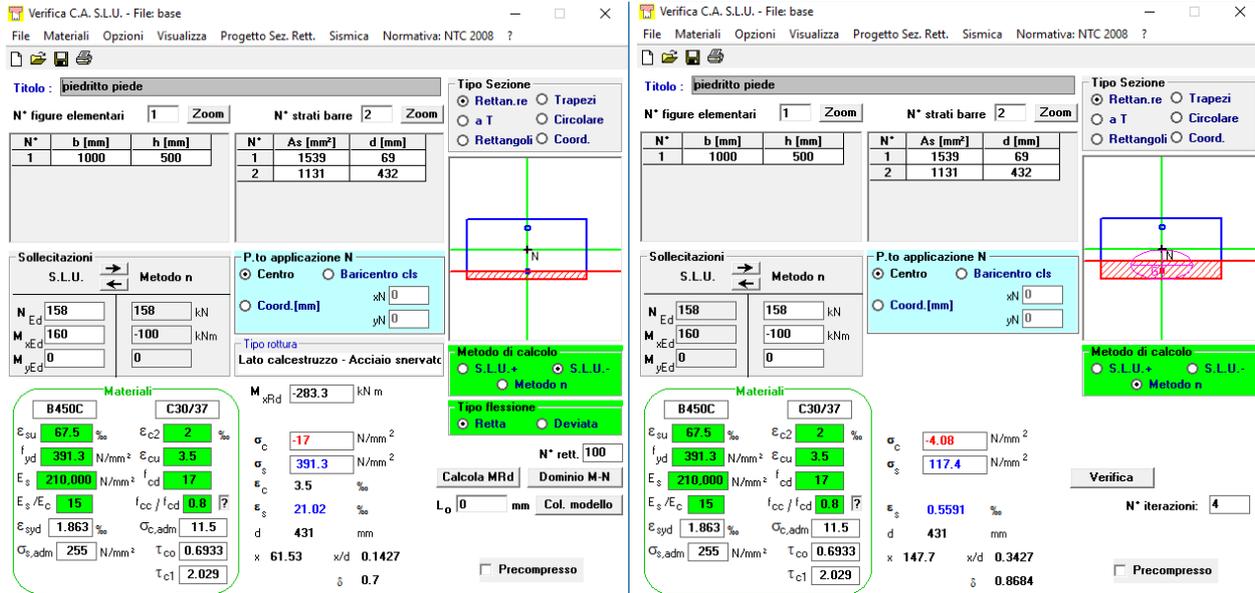


Figure 36: Verifica a flessione SLU ed SLE

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

Armatura tesa  $\Phi$  14/100

Armatura compressa  $\Phi$  12/100

Armatura a taglio  $\Phi$  10/200x200 per 1.00 metro a partire da intradosso fondazione

S.F. SLU=283/160=1.77

S.F. SLE=0.20/0.13=1.53

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 <sup>3</sup>	b-h <sup>2</sup> /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 <sub>Ed</sub>	100	kNm	momento di calcolo
check	NON FESSURATO		
σ <sub>s</sub>	117	MPa	tensione nell'armatura tesa
kt	0.6		kt = 0.4 carichi di lunga durata; kt = 0.6 carichi di breve durata
α <sub>e</sub>	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	148	mm	Profondità asse neutro
2.5(h-d)	172.5	mm	
(h-x)/3	117.4	mm	
h/2	250.0	mm	
h <sub>c,ef</sub>	117.4	mm	Altezza efficace armatura = min(2.5*(h-d); (h-x)/3; h/2)
A <sub>c,eff</sub>	117'433	mm <sup>2</sup>	Area efficace = b*h <sub>c,ef</sub>
A <sub>s</sub>	1539	mm <sup>2</sup>	Area armatura nella zona tesa
ρ <sub>eff</sub>	0.01311		Percentuale armatura: A <sub>s</sub> /A <sub>c,eff</sub>
ε <sub>sm</sub>	0.000335		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 <sub>1</sub>
φ1	14	mm	diametro φ <sub>1</sub>
n2	0		numero di barre con diametro φ <sub>2</sub>
φ2	24	mm	diametro φ <sub>2</sub>
φ eq	14.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δ <sub>s,max</sub>	392.406	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
W <sub>d</sub>	0.13	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	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 50$	mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$		coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10$	Ø	$14 = 15.39 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	Ø	$0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 450$	mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	Ø	$0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 17.00$	MPa	resist. di calcolo			$15.39 \text{ cm}^2$

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

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 205.0 \text{ kN}$$

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

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.667 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.412$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.003 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

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

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

$$V_{Rd} = 195.6 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

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

#### • Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$\theta = 45.0 \quad \circ \quad \text{inclinaz. bielle cls} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90.0 \quad \circ \quad \text{inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio (staffatura):

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset 10 \text{ mm con } n^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 5 \text{ passo } 20 \text{ cm} = 0.196 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

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

$$f_{cd} = 8.50 \text{ MPa} \quad \text{resist. di calcolo ridotta}$$

$$\alpha_c = 1.000 \quad \text{coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 1721.3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 311.2 > 205.0 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.5$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

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

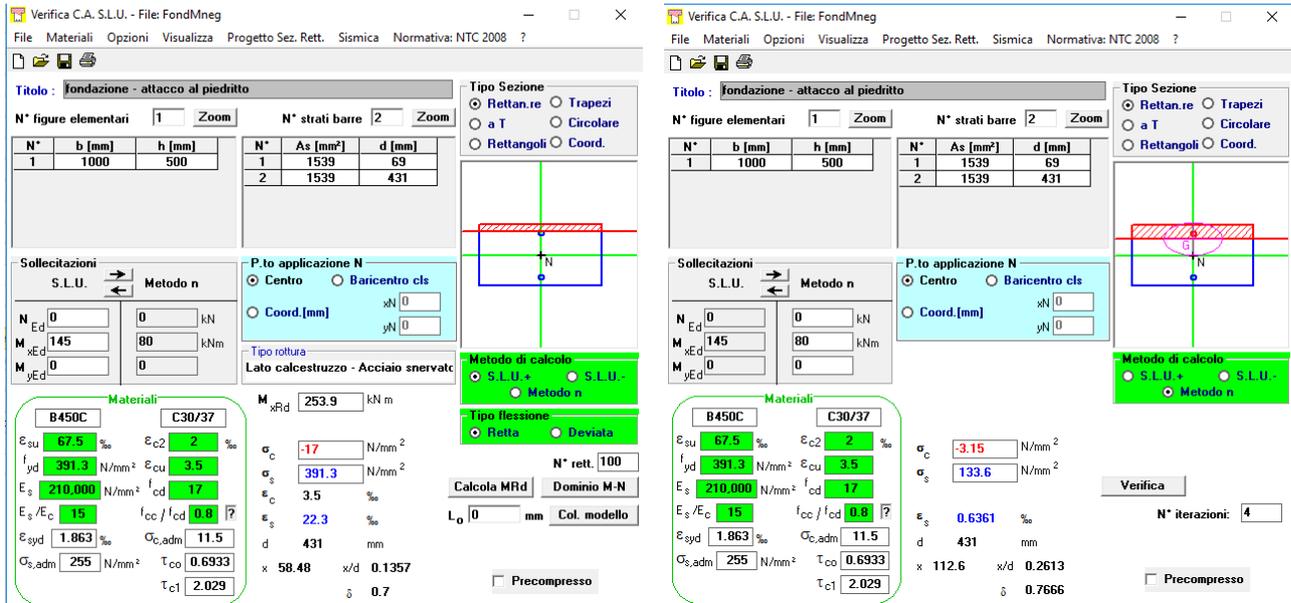


Figure 38: Verifica a flessione SLU ed SLE

Armatura tesa

Φ 14/100

Armatura compressa

Φ 14/100

Armatura a taglio

Φ 10/200x200 per 50cm a partire da intradosso piedritto

S.F. SLU=254/145=1.75

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 <sup>3</sup>	b-h <sup>2</sup> /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
Međ	80	kNm	momento di calcolo
check	NON FESSURATO		
σs	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	
hc,ef	129.1	mm	Altezza efficace armatura = min(2.5*(h-d); (h-x)/3; h/2)
Ac,eff	129'133	mm <sup>2</sup>	Area efficace = b*hc,ef
As	1539	mm <sup>2</sup>	Area armatura nella zona tesa
ρeff	0.01192		Percentuale armatura: As/Ac,eff
εsm	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 <sub>1</sub>
Φ1	14	mm	diametro φ <sub>1</sub>
n2	0		numero di barre con diametro φ <sub>2</sub>
Φ2	24	mm	diametro φ <sub>2</sub>
φ eq	14.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δsmax	410.499	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
Wđ	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	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 50$	mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 30$	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$		coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10$	Ø	$14 = 15.39 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	Ø	$0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 450$	mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	Ø	$0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 17.00$	MPa	resist. di calcolo			$15.39 \text{ cm}^2$

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

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 240.0 \text{ kN}$$

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

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.667 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.412$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.003 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

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

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

$$V_{Rd} = 195.6 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

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

#### • Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$\theta = 45.0 \quad \circ \quad \text{inclinaz. bielle cls} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90.0 \quad \circ \quad \text{inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio (staffatura):

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset 10 \text{ mm con } n^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 5 \text{ passo } 20 \text{ cm} = 0.196 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

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

$$f_{cd} = 8.50 \text{ MPa} \quad \text{resist. di calcolo ridotta}$$

$$\alpha_c = 1.000 \quad \text{coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 1721.3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 311.2 > 240.0 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.3$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

### 11.6 Sezione 6 – Fondazione – Sezione in mezzeria



Figure 40: Verifica a flessione SLU ed SLE

Armatura tesa  $\Phi$  14/100

Armatura compressa  $\Phi$  14/100

S.F. SLU=254/120=2.10

S.F. SLE=0.20/0.17=1.18

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 <sup>3</sup>	b-h <sup>2</sup> /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
Međ	85	kNm	momento di calcolo
check	NON FESSURATO		
σs	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'	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	
hc,ef	129.1	mm	Altezza efficace armatura = min(2.5*(h-d); (h-x)/3; h/2)
Ac,eff	129*133	mm <sup>2</sup>	Area efficace = b*hc,ef
As	1539	mm <sup>2</sup>	Area armatura nella zona tesa
ρeff	0.01192		Percentuale armatura: As/Ac,eff
εsm	0.000405		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 <sub>1</sub>
Φ1	14	mm	diametro φ <sub>1</sub>
n2	0		numero di barre con diametro φ <sub>2</sub>
Φ2	24	mm	diametro φ <sub>2</sub>
φ eq	14.00	mm	Diametro equivalente (C4.1.18)
Δsmax	410.499	mm	Distanza massima fessura (C4.1.17)
Wđ	0.17	mm	Ampiezza teorica fessura (C4.1.15)

Figure 41: calcolo ampiezza di fessura in rara

## 12 RIEPILOGO INCIDENZA E ARMATURA

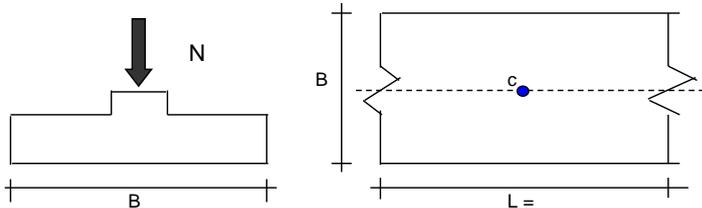
Elemento	Armatura principale	Armatura a taglio	Armatura longitudinale	Incidenza
Soletta superiore	φ14/100 superiori φ16/100 inferiori	φ10/200x200	25% armatura trasversale	<b>110 kg/m3</b>
Piedritti	φ14/100 esterni φ12/100 interni	φ10/200x200	25% armatura trasversale	<b>125 kg/m3</b>
Fondazione	φ14/100 superiori φ14/100 inferiori	φ10/200x200	25% armatura trasversale	<b>95 kg/m3</b>



### 13.1 Verifica dei cedimenti a lungo termine

#### CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME

#### LAVORO:



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

$$\Delta\sigma_{zi} = (2q/\pi) \cdot (\alpha + \text{sen}\alpha\text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (2q/\pi) \cdot (\alpha - \text{sen}\alpha\text{cos}\alpha)$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (4q/\pi) \cdot (v\alpha)$$

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

$$\delta_{\text{tot}} = \Sigma\delta_i = \Sigma(((\Delta\sigma_{zi} - v_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i/E_i)$$

#### DATI DI INPUT:

B = 3.00 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 354.20 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 118.07 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

ns = 3 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z <sub>i</sub>	a z <sub>i+1</sub>	Δz <sub>i</sub>	E	v	δ <sub>ci</sub>
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1	P1	1.50	0.0	1.5	1.0	18000	0.30	0.43
2	U1a	4.00	1.5	5.5	1.0	26000	0.30	0.91
3	U3b	6.50	5.5	12.0	1.0	35000	0.00	0.55
-		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	-

$$\delta_{\text{ctot}} = 1.89 \text{ (cm)}$$

Per l'andamento dei cedimenti nel tempo, con riferimento alle due unità di natura debolmente argillosa P1 e U1a, vedasi "Relazione di Calcolo Rilevati ferroviari" NR1J01D29CLGE0005001B.

### 13.2 Verifica dei cedimenti a breve termine

Si riportano in seguito i cedimenti in condizioni non drenate:

#### **DATI DI INPUT:**

B = 3.00 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 354.20 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 118.07 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

ns = 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z <sub>i</sub>	a z <sub>i+1</sub>	Δz <sub>i</sub>	E	v	δ <sub>ci</sub>
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1	P1	1.50	0.0	1.5	1.0	36000	0.30	0.22
2	U1a	4.00	1.5	5.5	1.0	54000	0.30	0.44
-		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	-

$$\delta_{\text{ctot}} = 0.66 \text{ (cm)}$$

### 13.3 Verifica di portanza in condizioni drenate

**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 ( $e_B = Mb/N$ )

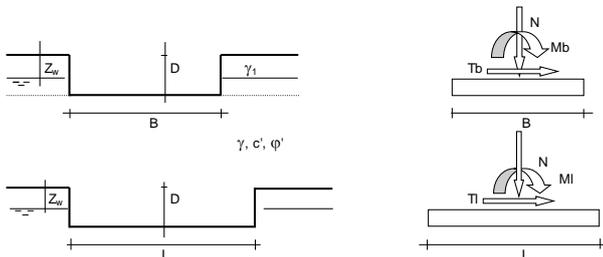
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

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

Metodo di calcolo		coefficienti parziali					
		azioni		proprietà del terreno		resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	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 = 6.90 (m)



	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	719.55		719.55
Mb [kNm]	0.00		0.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	0.00		0.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno  
 $\gamma_1 = 17.00$  (kN/mc)  
 $\gamma = 17.00$  (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno  
 $c' = 10.00$  (kN/mq)  
 $\varphi' = 26.00$  (°)

Valori di progetto  
 $c' = 10.00$  (kN/mq)  
 $\varphi' = 26.00$  (°)

Profondità della falda  
 $Z_w = 25.00$  (m)

$e_B = 0.00$  (m)  
 $e_L = 0.00$  (m)  
 $B^* = 3.00$  (m)  
 $L^* = 1.00$  (m)

*Tombini idraulici - IN26 - Tombino idraulico al km 38+627*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN2600 001	A	64 di 68

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 117.30 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 17.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante**

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

$$Nq = 11.85$$

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

$$Nc = 22.25$$

$$Ny = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$Ny = 12.54$$

**Sc, Sq, Sy : fattori di forma**

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

$$s_c = 1.18$$

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

$$s_q = 1.16$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.87$$

**$i_b, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.75 \quad \theta = \arctg(Tb/Tl) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.25 \quad m = 1.75 \quad (-)$$

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

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m<sub>b</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>l</sub>cos<sup>2</sup>θ) in tutti gli altri casi)

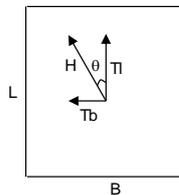
$$i_q = 1.00$$

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

$$i_c = 1.00$$

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

$$i_\gamma = 1.00$$



**d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub>, d<sub>γ</sub> : fattori di profondità del piano di appoggio**

per D/B\* ≤ 1; d<sub>q</sub> = 1 + 2 D tan φ' (1 - sen φ)<sup>2</sup> / B\*

per D/B\* > 1; d<sub>q</sub> = 1 + (2 tan φ' (1 - sen φ)<sup>2</sup>) \* arctan (D / B\*)

$$d_q = 1.44$$

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

$$d_c = 1.48$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

*Tombini idraulici - IN26 - Tombino idraulico al km  
38+627*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN2600 001	A	65 di 68

**$b_c, b_q, b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**$g_c, g_q, g_\gamma$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 2806.36 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = 239.85 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 1220.16 \geq q = 239.85 \quad (\text{kN/m}^2)$$

### 13.4 Verifica di portanza in condizioni non drenate

Il valore della coesione non drenata  $c_u$  utilizzato nelle verifiche di portanza in condizioni non drenate è ottenuto come media pesata dei valori relativi alle unità P1 e U1a all'interno del volume significativo coinvolto nel meccanismo di rottura del terreno.

Con riferimento ai problemi di fondazione, può essere definito volume significativo quello entro il quale l'incremento  $\Delta\sigma_z'$  della tensione verticale efficace eccede circa il 15% della tensione effettiva preesistente. Da un punto di vista pratico, nella figura seguente sono riportate alcune indicazioni sulle profondità da considerare rispetto alla larghezza B della fondazione (C.Viggiani, *Fondazioni*. Hevelius).

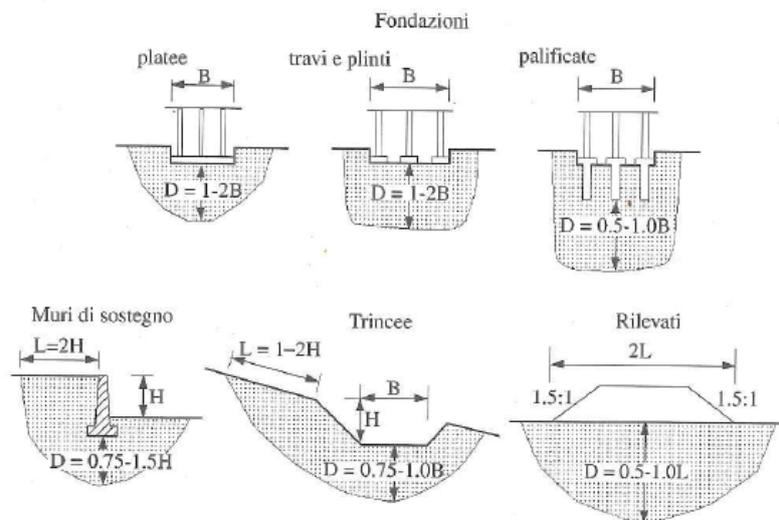


Figura 1 – Indicazioni sul volume significativo per diversi tipi di opere (C.Viggiani, *Fondazioni*. Hevelius).

Il tombino IN26 è caratterizzato da una larghezza B pari a 3 m, pertanto considerando che il volume significativo di terreno si spinga fino ad una profondità pari a 2B (si veda Figura 1 con riferimento alle platee), è stata effettuata una media pesata del valore di  $c_u$  su un'altezza di 6 m. Si ha quindi:

$$c_{u, \text{media}} = (1.5 \text{ m} * 40 \text{ kPa} + 4.5 \text{ m} * 60 \text{ kPa}) / 6 \text{ m} = 55 \text{ kPa}$$

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni totali**

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

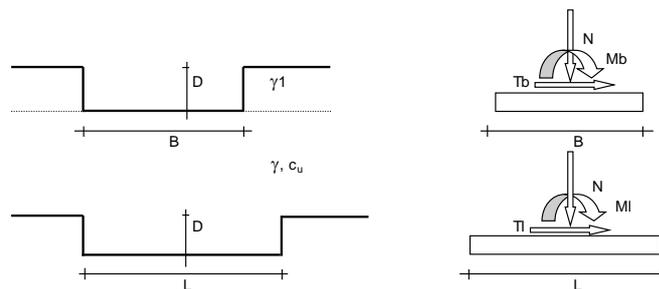
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	$c_u$	$q_{lim}$	scorr
Stato Limite Ultimo					
A1+M1+R1 ○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
A2+M2+R2 ○	1.00	1.30	1.40	1.80	1.00
SISMA ○	1.00	1.00	1.40	1.80	1.00
A1+M1+R3 ○	1.30	1.50	1.00	2.30	1.10
SISMA ○	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili ○	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista ●	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazioni nastriformi  $L=100$  m)

B = 3.00 (m)  
L = 1.00 (m)  
D = 6.90 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	719.55	0.00	719.55
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [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

$\gamma_1 = 17.00$  (kN/mc)  
 $\gamma = 17.00$  (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 55.00$  (kN/mq)

Valore di progetto

$c_u = 55.00$  (kN/mq)

$e_B = 0.00$  (m)

$e_L = 0.00$  (m)

$B^* = 3.00$  (m)

$L^* = 1.00$  (m)

**q** : sovraccarico alla profondità D

$$q = 117.30 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$**  : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 17.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**Nc** : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

**s<sub>c</sub>** : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.07$$

**i<sub>c</sub>** : fattore di inclinazione del carico

$$m_0 = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.75$$

$$m_1 = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.25$$

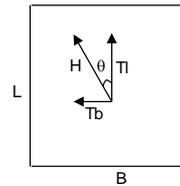
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.75$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m<sub>0</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>1</sub>cos<sup>2</sup>θ) in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u^* N_c))$$

$$i_c = 1.00$$



**d<sub>c</sub>** : fattore di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_c = 1 + 0,4 D / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$$

$$d_c = 1.57$$

**b<sub>c</sub>** : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_t / (\pi + 2)) \quad \beta_t + \beta_p = 0.00 \quad \beta_t + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

**g<sub>c</sub>** : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_t / (\pi + 2)) \quad \beta_t + \beta_p = 0.00 \quad \beta_t + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 590.95 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = 239.85 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 256.94 \geq q = 239.85 \quad (\text{kN/m}^2)$$