

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO CESANO – VIGNA DI VALLE

IN13 - Tombino idraulico al km 33+933

Relazione di calcolo scatolare

SCALA:

-

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

NR1J 01 D 29 CL IN1300 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Definitiva	F.Serrau <i>F.Serrau</i>	10.2018	P.Di Nucci <i>P.Di Nucci</i>	10.2018	T.Pagletti <i>T.Pagletti</i>	10.2018	F. Arduini <i>F. Arduini</i> 10/2018 Direzione Tecnica Infrastrutture Centro D.M. n. 119 - Fabrizio Arduini n. 15342 del 14/10/18 ITALFERR S.p.A.

File: NR1J01D29CLIN1300001A

n. Elab.: 301

## INDICE

1	PREMESSA .....	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	7
4	UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA.....	8
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	9
5.1	DATI GENERALI.....	9
5.2	CARATTERISTICHE TECNICHE.....	9
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	11
7	CRITERI PROGETTUALI .....	12
7.1	VITA NOMINALE .....	12
7.2	CLASSE D'USO .....	12
7.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA.....	13
8	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO .....	14
8.1	GEOMETRIA SCATOLARE.....	14
8.2	PESO PROPRIO (G1) .....	14
8.3	PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2) .....	14
8.4	SPINTA STATICA DEL TERRENO (G2K) .....	15
8.5	AZIONE DEL SOVRACCARICO ACCIDENTALE MOBILE ( $Q_{VK}$ E $Q_{VK}$ ).....	16
8.6	VARIAZIONE TERMICA .....	20
8.7	RITIRO E VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO .....	20
8.8	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	22
9	COMBINAZIONI DI CARICO .....	28
10	MODELLAZIONE STRUTTURALE .....	35
10.1	MODELLAZIONE ADOTTATA.....	35

10.2	RISULTATI ANALISI STRUTTURALE.....	41
11	VERIFICHE STR.....	43
11.1	VERIFICA SOLETTA DI COPERTURA (CAMPATA ED APPOGGIO).....	43
	11.1.1 Verifiche strutturali – Stato Limite Ultimo.....	43
	11.1.2 Verifiche strutturali – Stato Limite di Esercizio.....	47
11.2	VERIFICA PIEDRITTI.....	48
	11.2.1 Verifiche strutturali – Stato Limite Ultimo.....	48
	11.2.2 Verifiche strutturali – Stato Limite di Esercizio.....	51
11.3	VERIFICA SOLETTA IN FONDAZIONE.....	53
	11.3.1 Verifiche strutturali – Stato Limite Ultimo.....	53
	11.3.2 Verifiche strutturali – Stato Limite di Esercizio.....	56
11.4	RIEPILOGO VERIFICHE A FESSURAZIONE.....	57
12	VERIFICHE GEO.....	59
13	INCIDENZA ARMATURA.....	64

## 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.

Complessivamente il progetto prevede la realizzazione di 26 tombini, riassunti schematicamente nella seguente tabella:

n°	Pk	TIPOLOGIA	B/∅ [m]	H [m]	Ricoprimento [m] (>1.10m)	L tot* [m]	i tot [%]
T1	28+441,00	CIRC.	1,50	1,50	1,12	30,00	0,003
T2	28+860,00	SCAT.	3,00	2,00	4,44	33,00	0,017
T3	29+263,00	SCAT.	2,00	2,00	1,28	23,00	0,002
T4	29+549,00	CIRC.	1,50	1,50	1,35	22,00	0,005
T5	29+782,00	SCAT.	7,00	6,00	3,77		
T6	30+707,00	SCAT.	7,00	2,50	1,15		
T7	30+870,00	SCAT.	2,00	1,00	1,10	23,00	0,004
T8	31+618,00	SCAT.	2,00	2,00	1,44	24,00	0,020
T9	32+272,00	CIRC.	1,50	1,50	1,10	20,00	0,004
T10	32+685,00	SCAT.	3,00	2,00	1,10	23,00	0,014
T11	33+933,00	SCAT.	6,00	5,00	3,14		
T12	34+545,00	CIRC.	1,50	1,50	1,24	20,00	0,039
T13	34+767,00	SCAT.	3,00	2,00	4,77	39,00	0,006
T14	35+030,00	CIRC.	1,50	1,50	1,85	37,00	0,016
T15	35+507,00	SCAT.	2,00	2,00	1,27	23,00	0,006
T16	35+777,00	CIRC.	1,50	1,50	1,10	23,00	0,002
T17	36+016,00	SCAT.	2,00	2,00	1,28	23,00	0,018
T18	36+243,00	SCAT.	2,00	2,00	1,43	21,50	0,009
T19	36+435,00	SCAT.	2,00	2,00	2,80	23,00	0,009
T20	36+614,00	SCAT.	2,00	2,00	2,60	23,00	0,042
T21	36+834,00	SCAT.	2,00	2,00	4,14	26,00	0,026
T22	37+055,00	SCAT.	3,00	2,00	4,40		
T23	37+732,00	SCAT.	2,00	2,00	7,87	35,20	0,016
T24	38+627,00	CIRC.	1,50	1,50	4,46	40,00	0,002
T25	38+705,00	CIRC.	1,50	1,50	4,27	51,00	0,010
T26	39+015,00	CIRC.	1,50	1,50	3,10	27,50	0,003

Tabella 1: numerazione tombini idraulici

Dove:

- n°: numerazione;
- Pk: progressiva in asse al tombino;
- Tipologia tombino: circolare o scatolare;
- B: larghezza netta, per i tombini scatolari;
- H: altezza netta, per i tombini scatolari;
- $\Phi$ : diametro, per i tombini circolari;
- Ricoprimento: altezza di terreno al di sopra del tombino;
- L tot: lunghezza longitudinale totale del tombino;
- i tot, pendenza.

Nella presente relazione sono illustrati i calcoli e le verifiche **per il solo tombino idraulico IN13 ubicato alla progressiva 33+933.**

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<i>Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari</i>	COMMESSA <b>NR1J</b>	LOTTO <b>01 D 29</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IN1300 001</b>	REV. <b>A</b>

## 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»
- ✓ Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008»
- ✓ Istruzione RFI DTC SI PS MA IFS 001 B – Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 2. Ponti e strutture, e relativi allegati (A, B, C)
- ✓ Istruzione RFI DTC SI CS MA IFS 001 B – Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 3. Corpo stradale, e relativi allegati (A, B, C, D, E)
- ✓ Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni»
- ✓ Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- ✓ Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea
- ✓ UNI EN 1998-1:2013 – Strutture in zone sismiche – parte 1: generale ed edifici.
- ✓ UNI EN 1998-2:2011 – Strutture in zone sismiche –parte 2: ponti.
- ✓ UNI EN 1992-1-1: EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- ✓ DECRETO 31 luglio 2012 Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici.

### 3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

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

Relazione tecnica descrittiva	-	N	R	1	J	0	1	D	2	9	R	O	I	N	1	3	0	0	0	0	1	A
Planimetria di progetto	1:500	N	R	1	J	0	1	D	2	9	P	8	I	N	1	3	0	0	0	0	1	A
Relazione di calcolo scatolare	-	N	R	1	J	0	1	D	2	9	C	L	I	N	1	3	0	0	0	0	1	A
Relazione di calcolo opere provvisionali	-	N	R	1	J	0	1	D	2	9	C	L	I	N	1	3	0	0	0	0	2	A
Relazione di calcolo - Opere di varo	-	N	R	1	J	0	1	D	2	9	C	L	I	N	1	3	0	0	0	0	3	A
Fasi costruttive 1/2	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	N	1	3	0	0	0	0	1	A
Fasi costruttive 2/2	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	N	1	3	0	0	0	0	2	A
Scavi e opere provvisionali - Pianta e sezioni	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	P	Z	I	N	1	3	0	0	0	0	1	A
Carpenteria scatolare - Pianta e sezioni	Varie	N	R	1	J	0	1	D	2	9	B	Z	I	N	1	3	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>Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari</i>	COMMESSA NRIJ	LOTTO 01 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN1300 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

$R_{ck} =$	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
$f_{ctfm} =$	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	%	Deformazione di contrazione del calcestruzzo alla tensione di picco
$\epsilon_{cu1} =$	3.5	%	Deformazione ultima di contrazione del calcestruzzo
$\epsilon_{c2} =$	2.0	%	Deformazione di contrazione del calcestruzzo alla tensione di picco
$\epsilon_{cu2} =$	3.5	%	Deformazione ultima di contrazione del calcestruzzo
$n =$	2.00		
$\epsilon_{c3} =$	1.8	%	Deformazione di contrazione del calcestruzzo alla tensione di picco
$\epsilon_{cu3} =$	3.5	%	Deformazione ultima di contrazione del calcestruzzo

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN1300 001	A	10 di 65

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
$f_{yd} =$	391.30	<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 Esercizio

## 6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Di seguito si riportano il modello geotecnico rilevante al tratto in quale tombino IN13 è posizionato.

- Modello geotecnico n° 5, dalla pk 32+950 alla pk 34+600

Strato	Profondità da (m da p.c.)	Profondità a (m da p.c.)	Descrizione	Peso di volume $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Tipo di terreno	Angolo di resistenza al taglio $\phi'$ (°)	C' (kPa)	Cu (kPa)	Modulo elastico Eop (MPa)
1	0.00	1.00	terreno di riporto	-	-	-	-	-	-
2	1.00	6.50	Sabbia limosa / limo sabbioso	16.00	GG	28.00	0.00	-	20.00
3	6.50	12.50	Depositi vulcanici - Sabbia ghiaiosa limosa	18.00	GG	35.00	0.00	-	50.00
4	12.50	30.00	Roccia basaltica	27.00	R	40.00	0.00	-	6000.00
<b>Falda: non presente</b>									
<b>Categoria di sottosuolo: E</b>									

	<b>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<i>Relazione di calcolo Tombini idraulici scatoari</i>	COMMESSA NRIJ	LOTTO 01 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN1300 001	REV. A

## 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 Tab. 2.4.I.

TIPO DI COSTRUZIONE <sup>(1)</sup>	Vita Nominale $V_N$ [Anni] <sup>(1)</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.	

Tab. 2.5.1.1.1-1 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie

Nel presente caso l'opera viene inserita nella seguente tipologia di costruzione:

- 2) Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari, per cui si considera 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:

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui

interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze

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

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

rilevanti.

Il coefficiente d'uso è pari a: **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  $P_{V_R}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

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

Il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  è 712anni.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<i>Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari</i>	COMMESSA <b>NR1J</b>	LOTTO <b>01 D 29</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IN1300 001</b>	REV. <b>A</b>

## 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: 1.00 m;
- Spessore piedritti: 0.90 m;
- Spessore soletta di copertura: 0.90 m;
- Larghezza netta: 6.00 m;
- Altezza netta: 6.60 m.

### 8.2 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  $25 \text{ kN/m}^3$ .

### 8.3 Pes 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:  $0.12 \text{ m} \times 18.00 \text{ kN/m}^3 = 2.16 \text{ kN/m}^2$ ;
- Massetto protezione (magrone):  $0.17 \text{ m} \times 20.00 \text{ kN/m}^3 = 3.40 \text{ kN/m}^2$ ;

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<i>Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari</i>	COMMESSA <b>NR1J</b>	LOTTO <b>01 D 29</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IN1300 001</b>	REV. <b>A</b>

#### 8.4 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  $k_0$ .

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

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

- $K_0 = 1 - \tan(\phi) = 1 - \tan(38) = 0.384$
- Pressione in corrispondenza della quota di estradosso della soletta superiore:  
 $P_1 = 0.384 * (0.80 * 18.00 + 0.12 * 18.00 + 0.17 * 20.00) = 7.66 \text{ kN/m}^2$
- Pressione in asse alla soletta superiore:  
 $P_2 = P_1 + 0.384 * (0.90 / 2 * 20.00) = 11.12 \text{ kN/m}^2$
- Pressione in asse alla soletta inferiore:  
 $P_3 = P_2 + 0.384 * 20.00 * (0.90 / 2 + 6.60 + 1.00 / 2) = 69.10 \text{ kN/m}^2$
- Pressione in corrispondenza della quota di estradosso della soletta inferiore:  
 $P_4 = P_3 + 0.384 * 1.00 / 2 * 20.00 = 72.94 \text{ kN/m}^2$
- Spinta sul semispessore della soletta superiore:  
 $F_1 = (P_1 + P_2) * (0.90 / 2) / 2 = 4.23 \text{ kN/m}$
- Spinta sul semispessore della soletta inferiore:  
 $F_2 = (P_3 + P_4) * (1.00 / 2) / 2 = 35.51 \text{ kN/m}$

Sui piedritti è stato applicato un carico concentrato simulante la spinta sul semi-spessore della soletta superiore ed inferiore, pari a:

$$F_1 = (P_1 + P_2) \times sp / 2 = 4.23 \text{ kN/m}$$

$$F_2 = (P_3 + P_4) \times sp / 2 = 35.51 \text{ kN/m}$$

### 8.5 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 pari a  $150 \text{ kN/m} \times 1.00$  e il carico verticale dovuto al treno LM71 pari a  $250 \text{ kN} / 1.6 \text{ m} \times 1.10 = 172.0 \text{ kN/m}$  uniformemente distribuito su una larghezza trasversale di calcolo fino a livello del piano d'asse della soletta di copertura.

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

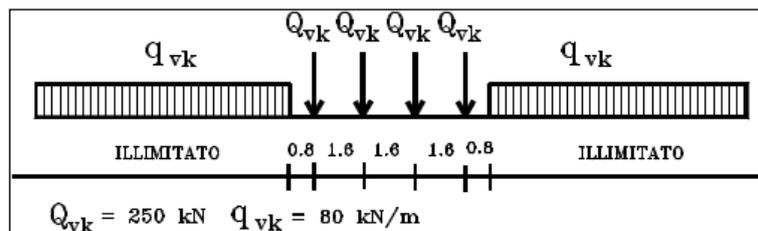


Fig. 1 – Treno di carico LM71

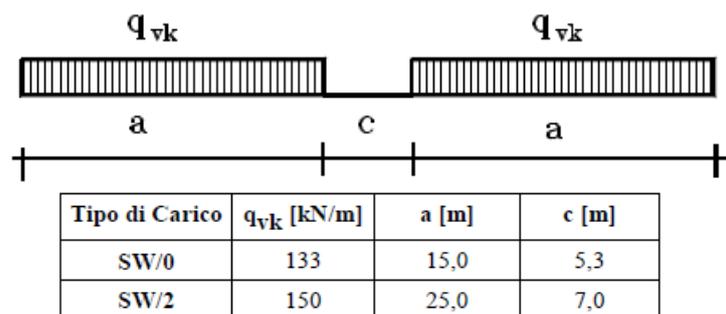


Fig. 2 – Treno di carico SW

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

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

<p>5.2 Travi e solette continue su n luci, indicando con:</p> $L_m = 1/n \cdot (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	<p><math>L_\Phi = kL_m</math> dove:</p> <p><math>n = 2 - 3 - 4 \geq 5</math></p> <p><math>k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5</math></p>
<p>5.3 Portali:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- a luce singola</li> <li>- a luci multiple</li> </ul>	<p>da considerare come trave continua a tre luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti e la lunghezza del traverso)</p> <p>da considerare come trave continua a più luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti terminali e la lunghezza di tutti i traversi)</p>

<p>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).</p> <p>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 <math>\Phi</math> pari a 0,9, da applicare al coefficiente <math>\Phi</math></p>	<p><math>\Phi_2 = 1,20; \Phi_3 = 1,35</math></p>
---	--

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

$$\Phi_3 = 1.35$$

con:

$L_\Phi$  lunghezza caratteristica.

Il coefficiente di adattamento  $\alpha$ , invece, viene assunto pari a 1.10, in accordo alla tabella 2.5.1.4.1-1 del succitato Manuale di progettazione delle opere civili per il modello LM1. Per il SW/2  $\alpha$  è pari a 1.00 (Tab. 5.2.II.b dal NTC 2018).

#### Determinazione delle larghezze di diffusione dei carichi mobili:

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

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

$$h_{\text{Ballast sotto la traversina}} = 0.35 \text{ m}$$

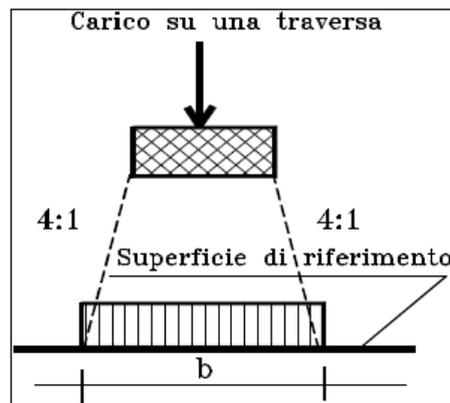
$$h_{\text{magrone}} = 0.17 \text{ m}$$

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

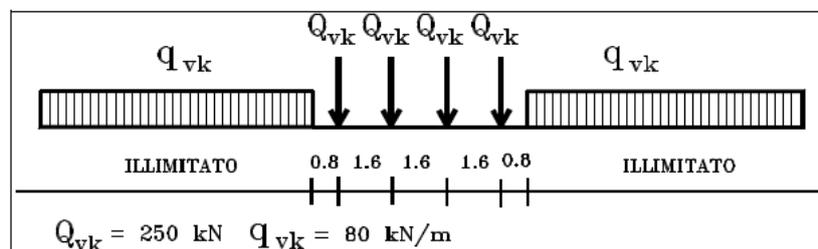
$$h_{\text{soletta}} = 0.90 \text{ m}$$

**Larghezza di diffusione in direzione trasversale  $b_1$ :**

$$b_1 = L_T + 2x(h_{\text{ballast}}/4 + h_{\text{subballast}}/4 + h_{\text{magrone}} + h_{\text{soletta}}/2) = 2.40 + 2x[0.35/4 + 0.12/4 + 0.17 + 0.90/2] = 3.87 \text{ m}$$



Treno LM71



**Larghezza di diffusione in direzione longitudinale  $b_2$ :**

$$b_2 = 1.60x3 + 2x[0.35/4 + 0.12/4 + 0.17 + 0.90/2] = 6.27 \text{ m}$$

Il carico ripartito dovuto al treno LM71 (considerando il coefficiente di adattamento  $\alpha = 1.10$  e il coefficiente dinamico  $\phi_3 = 1.35$ ), risulta:

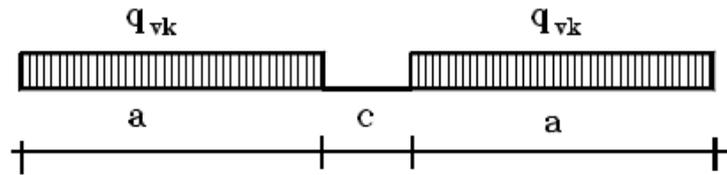
**Carico ripartito prodotto dalle forze concentrate**

$$Q_{vk} \text{ (a livello dell'asse della soletta)} = 4x250 / (3.87x6.27) x 1.10 x 1.35 = 61.20 \text{ kN/m}^2$$

**Carico ripartito prodotto dal carico distribuito**

$$q_{vk} \text{ (a livello dell'asse della soletta)} = 80 / 3.87 x 1.10 x 1.35 = 30.70 \text{ kN/m}^2$$

Treno SW/2



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

Il carico ripartito dovuto al treno SW/2 (considerando il coefficiente di adattamento  $\alpha = 1.00$  e il coefficiente dinamico  $\phi_3=1.35$ ), risulta:

**Carico ripartito prodotto dal carico distribuito**

$$q_{vk} \text{ (a livello dell'asse della soletta)} = 150 / 3.87 \times 1.00 \times 1.35 = 52.33 \text{ kN/m}^2$$

La pressione maggiore si ha in corrispondenza del carico treno LM71 della porzione in cui sono applicate le forze concentrate.

Spinta sui piedritti SPACC

Per considerare la presenza di un sovraccarico da traffico gravante a tergo, si considera un carico uniformemente distribuito. Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a  $S=k_0 \cdot q \cdot H$ , 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 (Condizioni SPACCSX e SPACCDX)**

$$(Q_{vk} \times \alpha) / b_1 \times K_0 = 4 \times 250 / (3.87 \times 6.27) \times 1.1 \times 0.384 = 17.41 \text{ kN/m}^2$$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<i>Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari</i>	COMMESSA <b>NR1J</b>	LOTTO <b>01 D 29</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IN1300 001</b>	REV. <b>A</b>

### Avviamento e frenatura AVV

Si associano al convoglio di progetto le azioni di avviamento e frenatura 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:

$$Q_{avv} = A_{vv} / L_{D1} = 33.00 / 3.87 = 8.53 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{fre} = A_{fre} / L_{D1} = 20.00 / 3.87 = 5.17 \text{ kN/m}^2$$

Con:

$L_{d1}$  = lunghezza di ripartizione del carico in direzione trasversale

### 8.6 Variazione termica

Per la variazione termica si assume:

$$\Delta T \text{ unif} = +/- 15^\circ\text{C} \text{ e } \Delta T \text{ grad} = +/- 5^\circ\text{C}$$

L'azione piú sfavorevole fra le due (dalla valutazione dei maggiori momenti generati in mezzeria) è applicata alla soletta superiore dello scatolare.

### 8.7 Ritiro e viscosità del calcestruzzo

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

La deformazione totale da ritiro è data dalla somma della deformazione per ritiro da essiccamento e della deformazione da ritiro autogeno. Il ritiro è stato applicato mediante una variazione termica equivalente pari a  $8.82^\circ$ .

*Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN1300 001	A	21 di 65

**DATA**

**Coefficiente di viscosità**

$\varphi(t,t_0)=\varphi_0*\beta_c(t,t_0)$	1.6354	creep coefficient
$\varphi_0=\varphi_{01}*\beta(f_{cm})*\beta(t_0)$	1.7028	nominal creep coefficient
$\varphi_{01}$	1.1364	per $f_{cm}>35$ Mpa
$\varphi_{01}$		per $f_{cm}\leq 35$ Mpa
RH	80 [%]	
$\beta(f_{cm})$	2.7253	
$\beta(t_0)$	0.5498	
$h_0$	1800.0 [mm]	
$A_c$	9000 [cm <sup>2</sup> ]	
$u$	100 [cm]	
$\beta_c(t,t_0)$	0.9604	
$t$	10000 [days]	
$t_0$	15 [days]	
$t-t_0$	9985 [days]	
$\beta_{11}$	4234.86 FALSE	per $f_{cm}>35$ Mpa
$\beta_{11}$		per $f_{cm}\leq 35$ Mpa
$\alpha_1$	0.9441	
$\alpha_2$	0.9837	
$\alpha_3$	0.9597	
$f_{cm}$	38.00 [MPa]	
$f_{ck}$	30.00 [MPa]	

**DEFORMAZIONE TOTALE DA RITIRO**

$\epsilon_{ct}=\epsilon_{ct}+\epsilon_{ca}$	0.000232310	deformazione totale da ritiro
$\epsilon_{ct}$	0.000199662	deformazione da ritiro per essiccamento
$\epsilon_{ca}$	0.000032648	deformazione da ritiro autogeno

**DEFORMAZIONE DA RITIRO PER ESSICCAMENTO**

$\epsilon_{ct}=\beta_{ct}*\epsilon_{ct}$	0.000260745	
$\epsilon_{ct}$	0.000372493	appendix B for $\epsilon_{ct}$
$\alpha_{ct1}$	6	CLS class R
$\alpha_{ct2}$	0.11	CLS class R
$\beta_{ct}$	0.7564	
RH <sub>0</sub>	100 [%]	
$f_{cm0}$	10 [MPa]	
$\beta_{ct}(t,t_0)$	0.76574	
$t$	10000	
$t_0$	15	

**DEFORMAZIONE DA RITIRO AUTOGENO**

$\beta_{at}(t)$	0.652955	
$t$	28	
$\epsilon_{ca}(t)$	0.00005	

I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

$$\Delta T_{rit} = \epsilon_s / [(1+\phi) \times \alpha_T] = 8.82 \text{ }^\circ\text{C}.$$

	<b>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<i>Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari</i>	COMMESSA <b>NR1J</b>	LOTTO <b>01 D 29</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>IN1300 001</b>	REV. <b>A</b>

## 8.8 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  $C_U = 1$ .

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Il periodo di ritorno di quest'ultima - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti) - è di 712 anni.

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$ .

$a_g$  → 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 qualche tratti con sottosuoli varie:

- 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

Per tutto il tratto due la categoria di sottosuolo è la E.

In accordo con quanto riportato nella Relazione Geotecnica Generale che specifica la caratterizzazione sismica di tutta la linea, il valore dell'accelerazione  $a_g$  risulta essere molto simile lungo tutta la tratta per cui, a vantaggio di sicurezza si sceglie di considerare nei modelli di calcolo il valore maggiore valutato in corrispondenza del comune di Anguillara Sabazia. E che risulta essere pari a:

$$a_g = 0.074 \text{ g}$$

Inoltre, a favore di sicurezza si decide di considerare come categoria di sottosuolo la categoria E a cui è associato un valore di  $S_s$  pari a 1.60.

Utilizzando il foglio di calcolo del ministero si riporta di seguito la procedura per la valutazione dei parametri sismici che come precedentemente spiegato verrà considerata in corrispondenza del comune di Anguillara Sabazia per una categoria di sottosuolo E.

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:     LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:     PROVINCIA:     COMUNE:

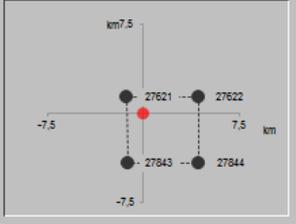
**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta | Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

**Nodi del reticolo intorno al sito**



**Reticolo di riferimento**

Controllo 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 posti individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO    **FASE 1**    FASE 2    FASE 3

Figura 1: 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 - $P_{Vik} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>	info
SLD - $P_{Vik} = 83\%$	<input type="text" value="75"/>	info

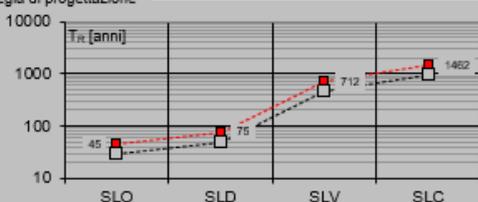
Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{Vik} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>	info
SLC - $P_{Vik} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>	info

**Elaborazioni**

Grafici parametri azione | Grafici spettri di risposta | Tabella parametri azione

**Strategia di progettazione**



**LEGENDA GRAFICO**

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Figura 2: Fase 2, scelta della strategia di progettazione

STATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0,038	2,654	0,252
SLD	75	0,044	2,669	0,276
SLV	712	0,074	2,941	0,351
SLC	1462	0,086	3,020	0,384

Figura 3: Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno associati a ciascun stato limite

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

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,074 g
$F_0$	2,941
$T_R$	0,351 s
$S_a$	1,600
$C_c$	1,747
$S_T$	1,000
$q$	1,000

**Parametri dipendenti**

$S$	1,600
$\eta$	1,000
$T_B$	0,205 s
$T_C$	0,814 s
$T_D$	1,898 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

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

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

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

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_c(T)$  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]	$S_e$ [g]
0,000	0,119
0,205	0,350
0,814	0,350
0,875	0,319
0,736	0,292
0,797	0,270
0,889	0,250
0,920	0,234
0,981	0,219
1,042	0,206
1,103	0,195
1,164	0,185
1,225	0,178
1,286	0,167
1,348	0,160
1,409	0,153
1,470	0,146
1,531	0,140
1,592	0,135
1,653	0,130
1,714	0,125
1,775	0,121
1,837	0,117
1,898	0,113
1,998	0,102
2,098	0,093
2,198	0,084
2,298	0,077
2,398	0,071
2,498	0,065
2,599	0,060
2,699	0,056
2,799	0,052
2,899	0,049
2,999	0,045
3,099	0,042
3,199	0,040
3,299	0,037
3,399	0,035
3,499	0,033
3,600	0,031
3,700	0,030
3,800	0,028
3,900	0,027
4,000	0,026

La verifica dell'adeguatezza del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

Figura 4: Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo SLV

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. Si assume un fattore di struttura  $q=1$ .

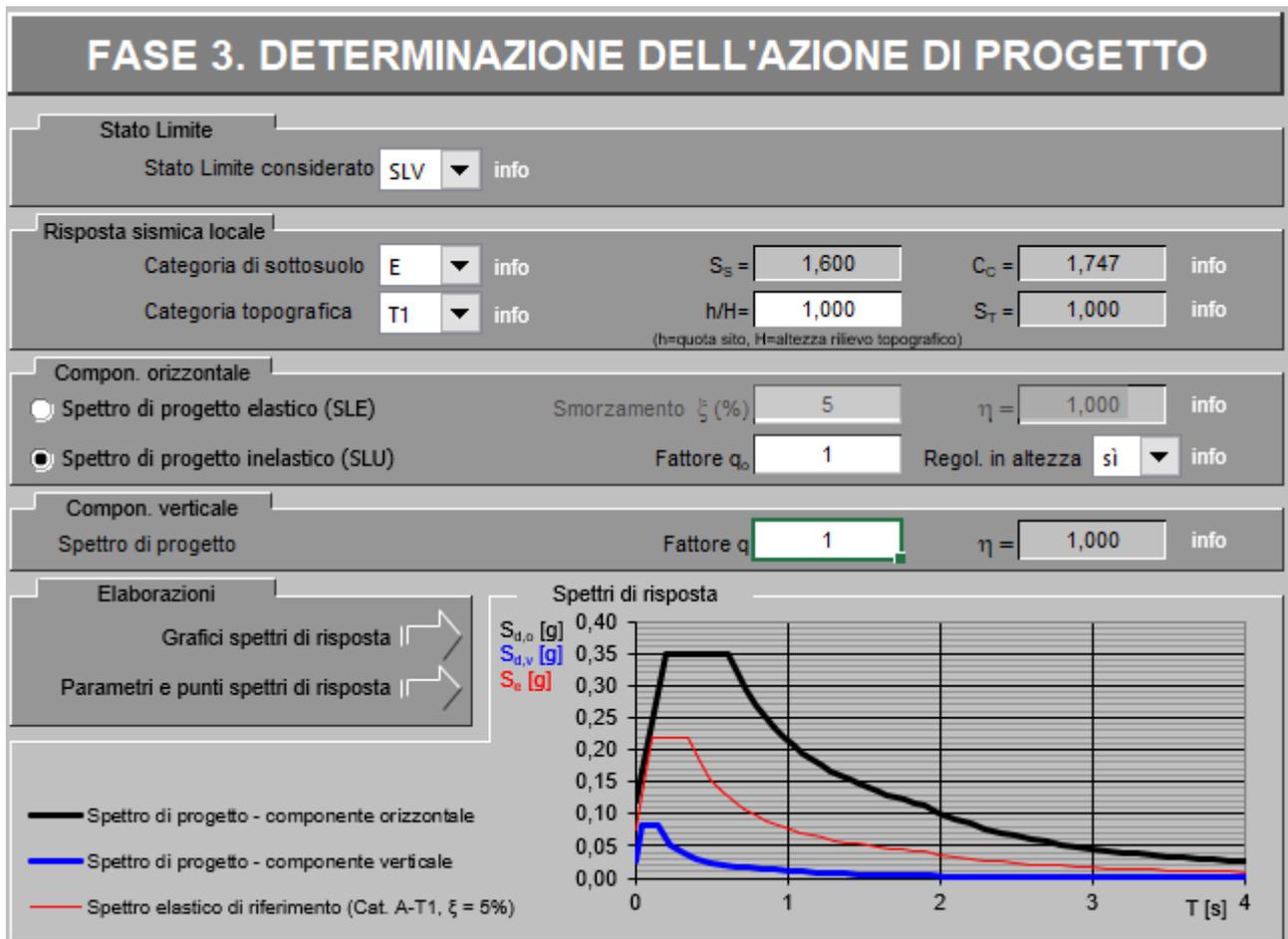


Figura 5: Determinazione dell'azione di progetto

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovraspinta sismica è calcolata con la teoria di **Wood**, risultando in un valore di spinta al metro, distribuito uniformemente sull'intera altezza del piedritto, da applicare ad una quota pari ad  $H/2$ .

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

Nelle analisi sismiche si prende il modello LM71 ripartito al livello dell'asse della soletta superiore e incrementato del coefficiente di adattamento e del coefficiente dinamico.

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

**Sisma orizzontale  
(Condizione SISMAH)**

Stato limite		Salvaguardia della vita	SLV	
Vita nominale	$V_N$		75	[anni]
Classe d'uso			II	
Coefficiente $C_U$	$C_U$		1,0	
Periodo di riferimento	$V_R$		75	[anni]
Accelerazione orizzontale	$a_g/g$		0,0740	
Amplificazione spettrale	$F_0$		2,941	
Categoria di sottosuolo		A, B, C, D, E	E	
Coeff. Amplificazione stratigrafica	$S_S$		1,60	
Coeff. Amplificazione topografica	$S_T$		1,00	
Coefficiente S	S	$S_S \times S_T$	1,60	
Accelerazione orizzontale max	$a_{max}/g$	$S_S \times S_T \times a_g/g$	0,118	
Fattore di struttura	q		1,00	
Coefficiente $\beta_m$	$\beta_m$		1	Dal NTC2018, 7.11.6.2.1
Coeff. sismico orizzontale	$k_h$	$\beta_m \times a_{max} / g$	0,118	
Coeff. sismico verticale	$k_v$	$\pm 0,5 \times k_h$	0,059	
Carico accidentale totale gravante sulla cop.		$1,1 \times 1,35 \times 4 \times 250 / (3.87 \times 6.27)$	61,20	[kN/m]
Carico permanente totale sulla copertura		$0,8 \times 18 + 0,12 \times 18 + 0,17 \times 20$	19,96	[kN/m]
Peso soletta superiore		$25 \times 0,90 \times 1,00$	22,5	[kN/m]
Peso piedritto		$25 \times 0,90 \times 1,00$	22,5	[kN/m]
Azione sismica orizzontale sulla soletta sup.	$F_{HS}$	$0,118 \times (61,20 \times 0,20 + 25 \times 0,90 + 19,96)$	6,45	[kN/m]
Azione sismica orizzontale sui piedritti	$F_{HP}$	$0,118 \times (25 \times 0,90)$	2,66	[kN/m]

**Sisma verticale  
(Condizione SISMAV)**

Azione sismica verticale sulla soletta sup.	$F_{VS}$	$0,50 \times F_{HS}$	3,23	[kN/m]
---	----------	----------------------	------	--------

*Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN1300 001	A	27 di 65

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

Sovrappinta sismica	$\Delta P$	$\gamma_T \times \alpha \times \beta \times a_g / g \times H_{tot}^2 = 20 \times 1 \times 0,118 \times 8.50^2 =$	170.51	[kN/m]
Pressione risultante	$\Delta p_E$	$= \Delta P / H = 90,72 / 8.50$	20.06	kN/m <sup>2</sup>

## 9 COMBINAZIONI DI CARICO

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

- combinazione fondamentale (SLU):

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

- combinazione sismica:

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

- combinazione eccezionale:

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

- combinazione Rara (SLE irreversibile):

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

- combinazione Frequente (SLE reversibile):

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

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

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

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

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.

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

		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	$\sigma_1$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$\sigma_2$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	$\sigma_3$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$\sigma_4$	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	T <sub>k</sub>	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

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

- SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:

Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno;

- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

- Le verifiche sono svolte considerando il seguente approccio:

### Approccio 2:

A1 + M1 + R3

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

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

STR)  $\rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

GEO-EQU)  $\rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLU 1	1,35	1,5	1,5	1,5	1,45	1,45	1,45	1,45	0,9	1,2
SLU 2	1,35	1,5	1,5	1,5	1,45	1,45	0	1,45	0,9	1,2
SLU 3	1,35	1,5	1,5	1,5	1,45	0	1,45	1,45	0,9	1,2
	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (60%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLU 4	1,35	1,5	1,5	0,9	1,45	1,45	1,45	1,45	0,9	1,2
SLU 5	1,35	1,5	1,5	0,9	1,45	1,45	0	1,45	0,9	1,2
SLU 6	1,35	1,5	1,5	0,9	1,45	0	1,45	1,45	0,9	1,2
	g1	g2	SPTSX (60%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLU 7	1,35	1,5	0,9	1,5	1,45	1,45	1,45	1,45	0,9	1,2
SLU 8	1,35	1,5	0,9	1,5	1,45	1,45	0	1,45	0,9	1,2
SLU 9	1,35	1,5	0,9	1,5	1,45	0	1,45	1,45	0,9	1,2

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni:

Rara)  $\rightarrow G1 + G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Frequente)  $\rightarrow G1 + G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Quasi permanente)  $\rightarrow G1 + G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_rara 1	1	1	1	1	1	1	1	1	0,6	1
SLE_rara 2	1	1	1	1	1	1	0	1	0,6	1
SLE_rara 3	1	1	1	1	1	0	1	1	0,6	1
	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (60%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_rara 4	1	1	1	0,6	1	1	1	1	0,6	1
SLE_rara 5	1	1	1	0,6	1	1	0	1	0,6	1
SLE_rara 6	1	1	1	0,6	1	0	1	1	0,6	1

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN1300 001	A	33 di 65

	g1	g2	SPTSX (60%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_rara 7	1	1	0,6	1	1	1	1	1	0,6	1
SLE_rara 8	1	1	0,6	1	1	1	0	1	0,6	1
SLE_rara 9	1	1	0,6	1	1	0	1	1	0,6	1

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_freq 1	1	1	1	1	0,8	0,8	0,8	0,8	0,5	1
SLE_freq 2	1	1	1	1	0,8	0,8	0	0,8	0,5	1
SLE_freq 3	1	1	1	1	0,8	0	0,8	0,8	0,5	1

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (60%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_freq 4	1	1	1	0,6	0,8	0,8	0,8	0,8	0,5	1
SLE_freq 5	1	1	1	0,6	0,8	0,8	0	0,8	0,5	1
SLE_freq 6	1	1	1	0,6	0,8	0	0,8	0,8	0,5	1

	g1	g2	SPTSX (60%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_freq 7	1	1	0,6	1	0,8	0,8	0,8	0,8	0,5	1
SLE_freq 8	1	1	0,6	1	0,8	0,8	0	0,8	0,5	1
SLE_freq 9	1	1	0,6	1	0,8	0	0,8	0,8	0,5	1

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_qp 1	1	1	1	1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,5	1
SLE_qp 2	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	1
SLE_qp 3	1	1	1	1	0,2	0	0,2	0,2	0,5	1

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (60%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_qp 4	1	1	1	0,6	0,2	0,2	0,2	0,2	0,5	1
SLE_qp 5	1	1	1	0,6	0,2	0,2	0	0,2	0,5	1
SLE_qp 6	1	1	1	0,6	0,2	0	0,2	0,2	0,5	1

	g1	g2	SPTSX (60%)	SPTDX (100%)	QVK	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIRO
SLE_qp 7	1	1	0,6	1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,5	1

*Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IN1300 001	A	34 di 65

SLE_qp 8	1	1	0,6	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	1
SLE_qp 9	1	1	0,6	1	0,2	0	0,2	0,2	0,5	1

Per la condizione sismica, la combinazione per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione è:

Combinazione sismica  $\rightarrow E+G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

	g1	g2	SPTSX (100%)	SPTDX (100%)	Q <sub>VK</sub>	SPACCSX	SPACCDX	AVV/FRE	TERM	RITIR	Fh	Fv	Wsx	Wdx
E1	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	1	0,3	1	0
E2	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	1	-0,3	1	0
E3	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-1	0,3	0	1
E4	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-1	-0,3	0	1
E5	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	0,3	1	0,3	0
E6	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	0,3	-1	0,3	0
E7	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-0,3	1	0	0,3
E8	1	1	1	1	0,2	0,2	0	0,2	0,5	0	-0,3	-1	0	0,3

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
- g1: peso proprio elementi strutturali
- g2: pesi permanenti non strutturali
- SPTSX: spinta statica del terreno sul piedritto sinistro
- SPTDX: spinta statica del terreno sul piedritto destro
- QV: 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
- TERM: variazione termica
- RITIRO E VISCOSITA': deformazione totale da ritiro
- Fh: forza sismica orizzontale
- Fv: forza sismica verticale
- Wsx: spinta sismica del terreno sul piedritto sinistro
- Wdx: spinta sismica del terreno sul piedritto destro

## 10 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Le analisi sono state condotte mediante l'ausilio del SAP2000, un Codice di calcolo F.E.M. (Finite Element Method) capace di gestire analisi lineari e non lineari ed analisi sismiche con integrazione al passo delle equazioni nel tempo. Dal modello sono state dedotte, per le combinazioni di calcolo statiche e sismiche descritte in precedenza, le sollecitazioni complessive agenti sugli elementi strutturali al fine di procedere con le verifiche di sicurezza previste dalle Normative di riferimento. Dallo stesso modello sono state poi ricavate le sollecitazioni agenti all'intradosso della soletta di fondazione necessarie ai fini delle verifiche geotecniche del sistema terreno-fondazione e delle verifiche strutturali.

Convenzione assi

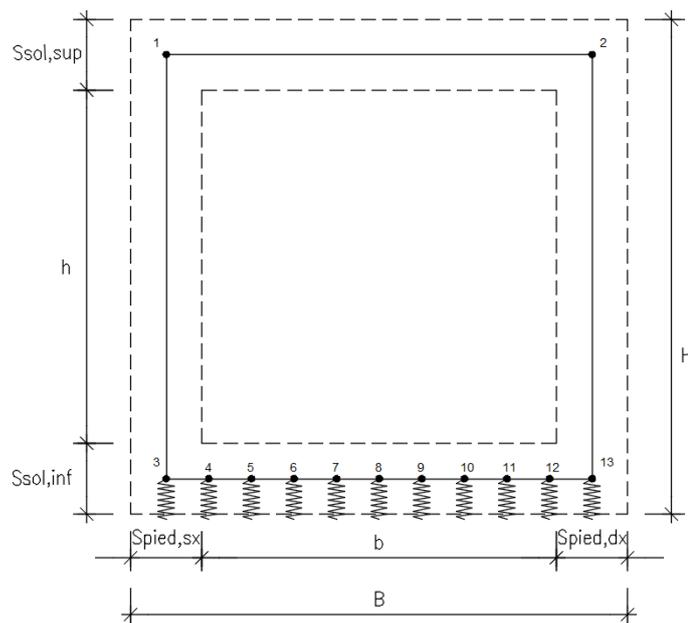
x = asse trasversale dello scatolare

y = asse longitudinale dello scatolare

z = asse verticale dello scatolare

### 10.1 Modellazione 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**.



sezione tipo n°	TIPOLOGIA	b [m]	h [m]	B [m]	H [m]	Spied,sx [m]	Spied,dx [m]	Ssol,sup [m]	Ssol,inf [m]
4	Tombino rettangolare	7.00	6.60	8.80	8.50	0.90	0.90	0.90	1.00

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

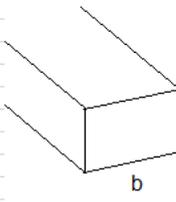
Il coefficiente di Winkler verticale è stato valutato secondo la relazione di Vesic (1965) che propone la seguente formula:

Per la modellazione del terreno si considera la trave su suolo elastico, modellata con l'utilizzo di molle alla Winkler, aventi la seguente rigidezza (Vesic, 1965):

Per cui risulta:

$$K = \frac{0.65E}{1-\nu^2} \sqrt[3]{\frac{Eb^4}{(EJ)_{fond}}}$$

E=	20000	kN/mq	elastico del terreno
ν=	0.3		coeff. di Poisson
<b>trave di fondazione</b>			
b=	1	m	dimensione trasversale trave
h=	1	m	altezza trave
J=	0.083333	m <sup>4</sup>	inerzia trave
Rck=	37	Mpa	
Ec=	34671746	kN/mq	modulo di elasticità cls
<b>K=</b>	<b>9439</b>	<b>kN/mc</b>	<b>modulo di reazione lineare sulla trave</b>



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

Per la rigidezza delle molle, nel caso in esame, si assume un valore del modulo di reazione verticale  $K_s=9439 \text{ kN/m}^3$ .

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

$$K_{centrale} = K_s \times (S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/10 = 7456.81 \text{ kN/m}$$

$$K_6 \dots K_{10} = 7456.81 \text{ kN/m}$$

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

$$K_3 = K_{13} = 2 \times K_s \times [(S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/10 / 2 + S_p/2] = 15951.91 \text{ kN/m}$$

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

$$K_4 = K_5 = K_{11} = K_{12} = 1.5 \times K_{centrale} = 11185.215 \text{ kN/m}$$

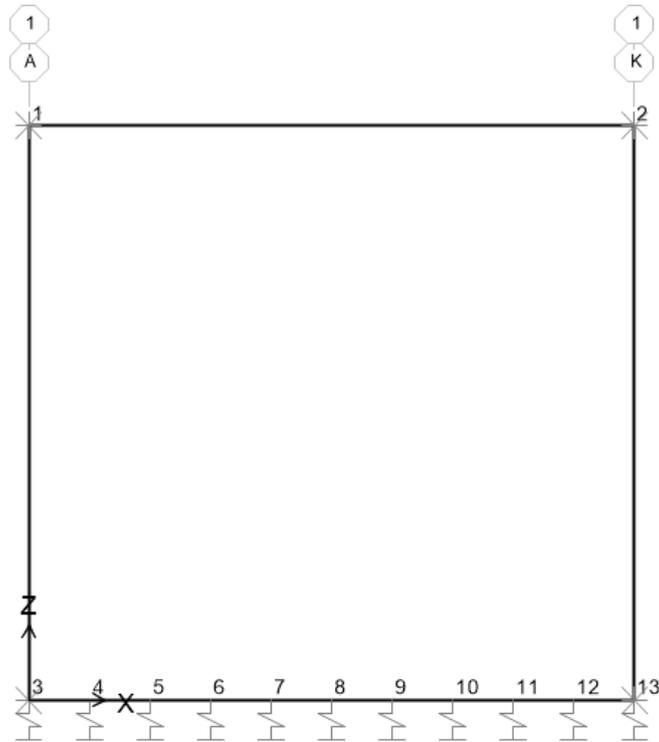


Figura 6 – Modellazione EF

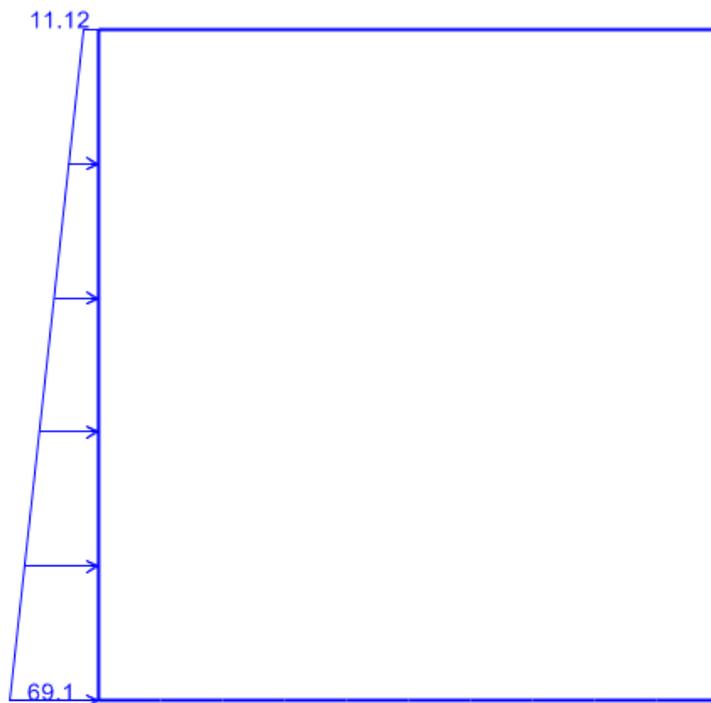


Figura 7: Spinta da sinistra

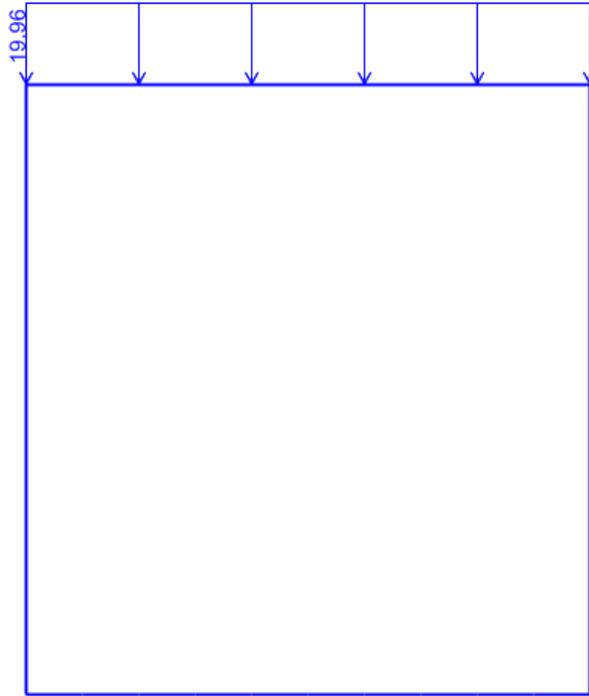


Figura 8: Sovraccarico permanente

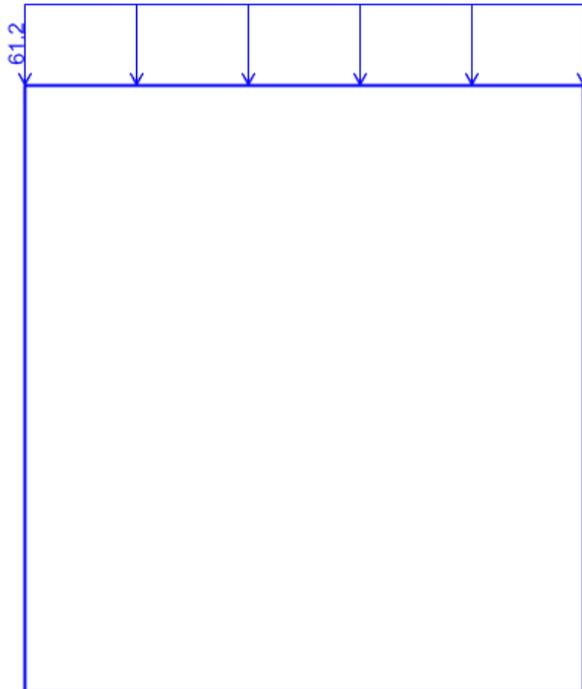
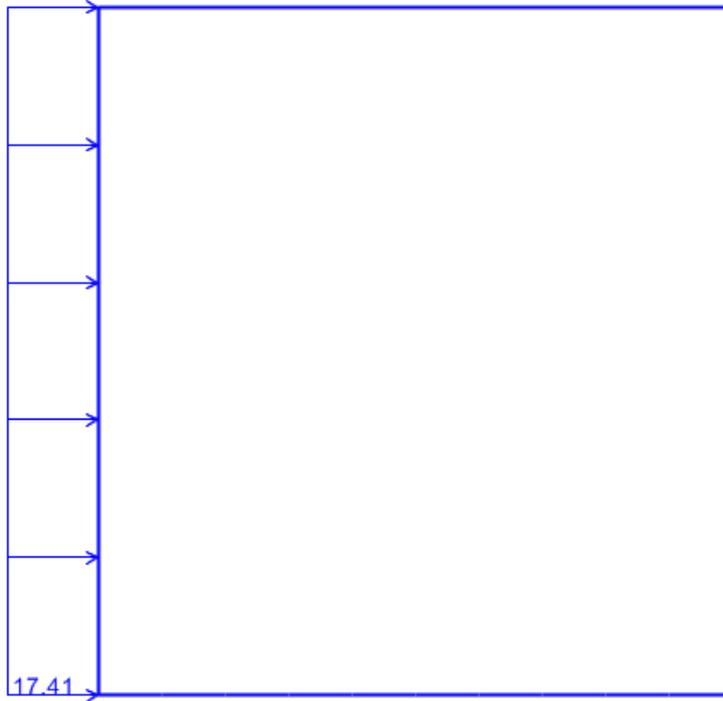
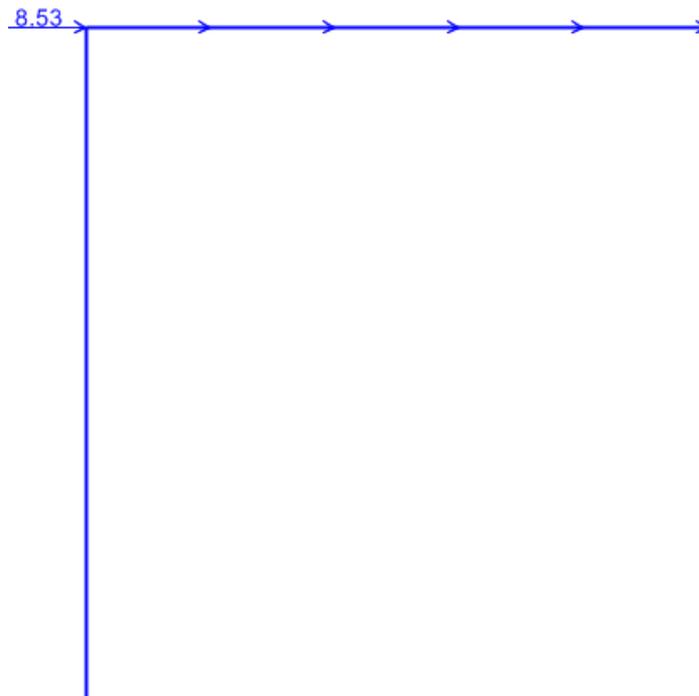


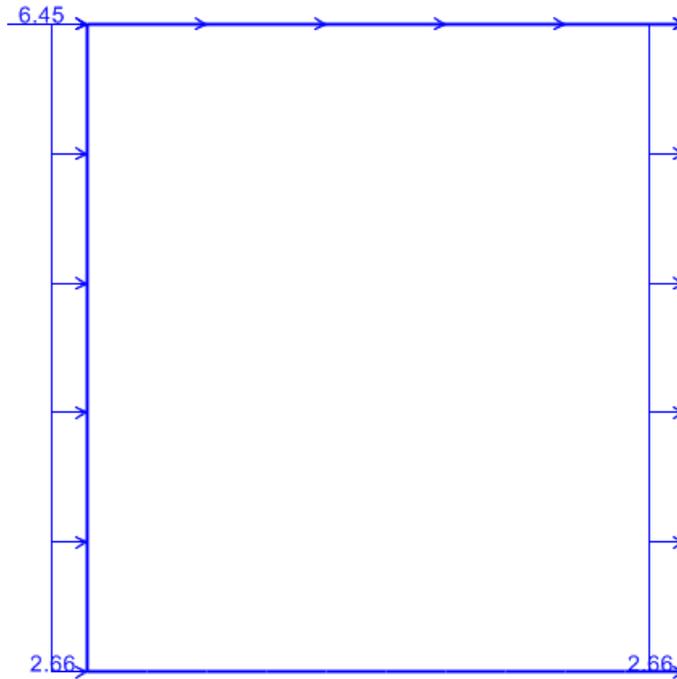
Figura 9: Carichi treni



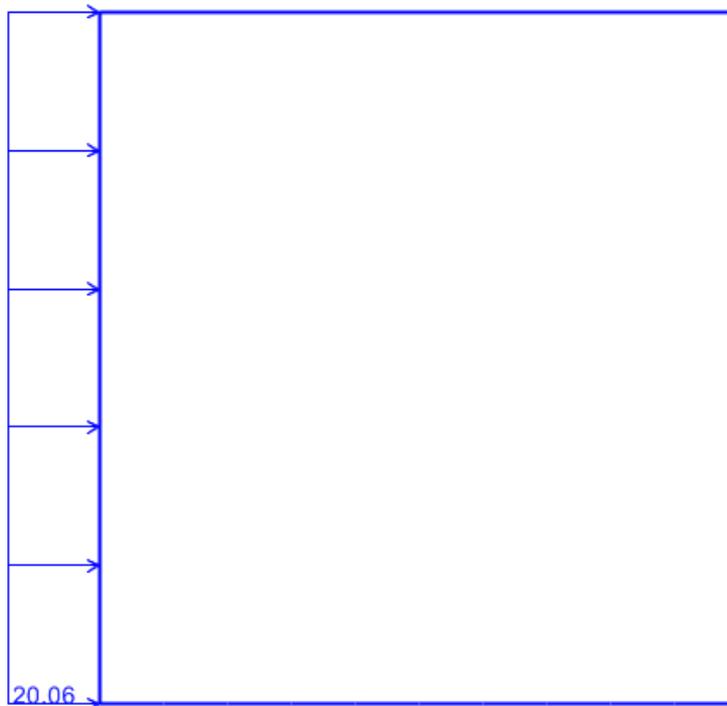
*Figura 10: Pressione del carico accidentale sinistra*



*Figura 11: Carichi di avviamento e frenatura*



*Figura 12: Sisma orizzontale*



*Figura 13: Sovraspinta sismica sinistra*

10.2 Risultati analisi strutturale

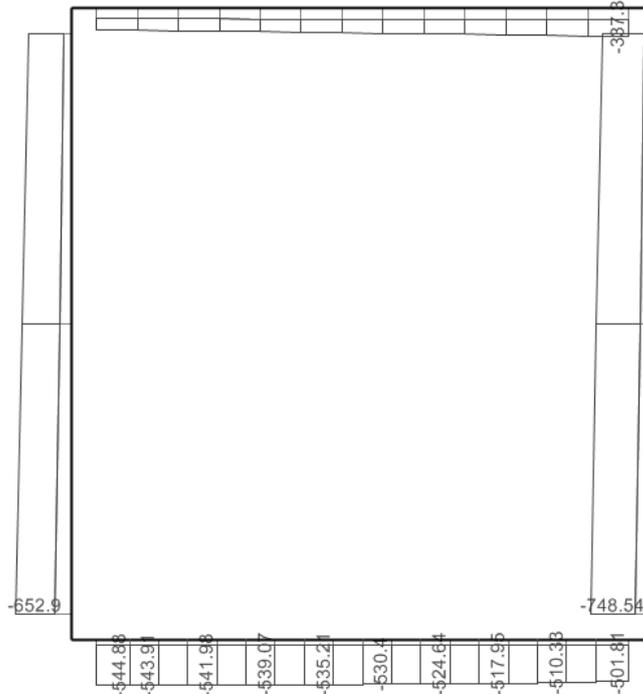


Figura 14 – Sforzo assiale INV SLU

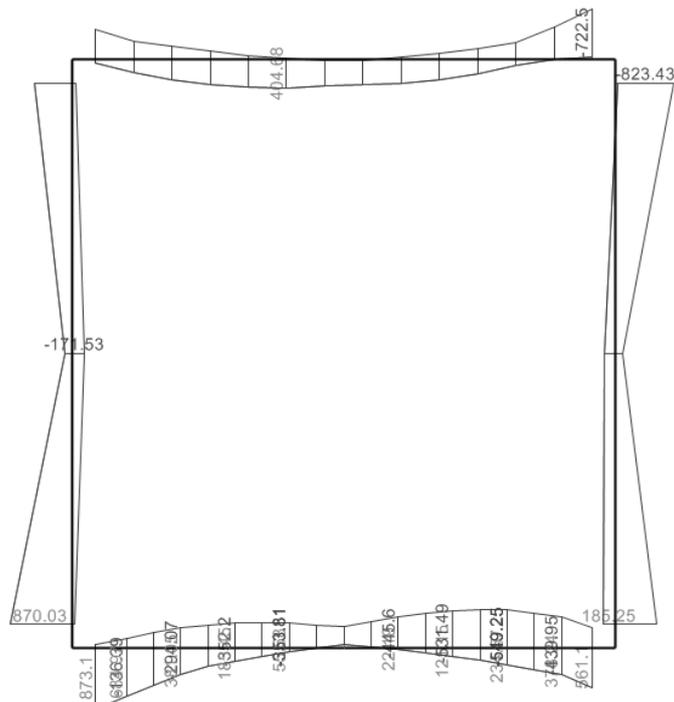
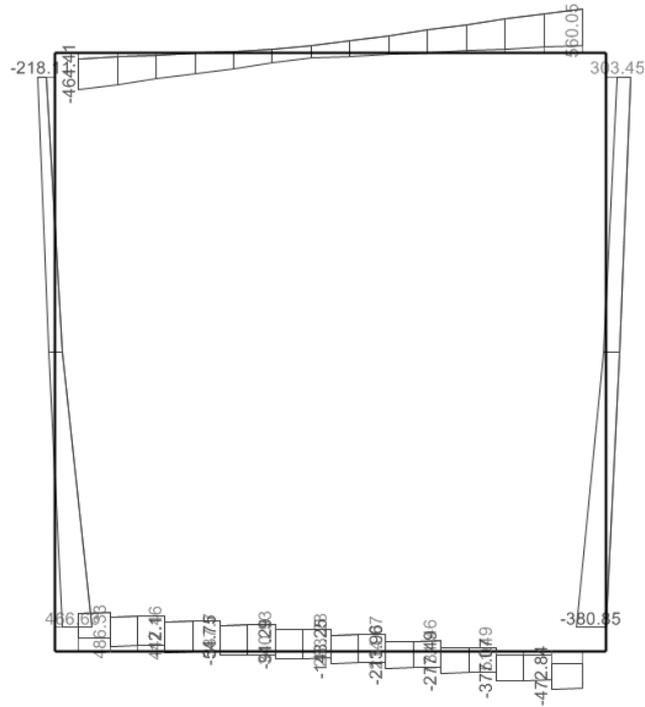
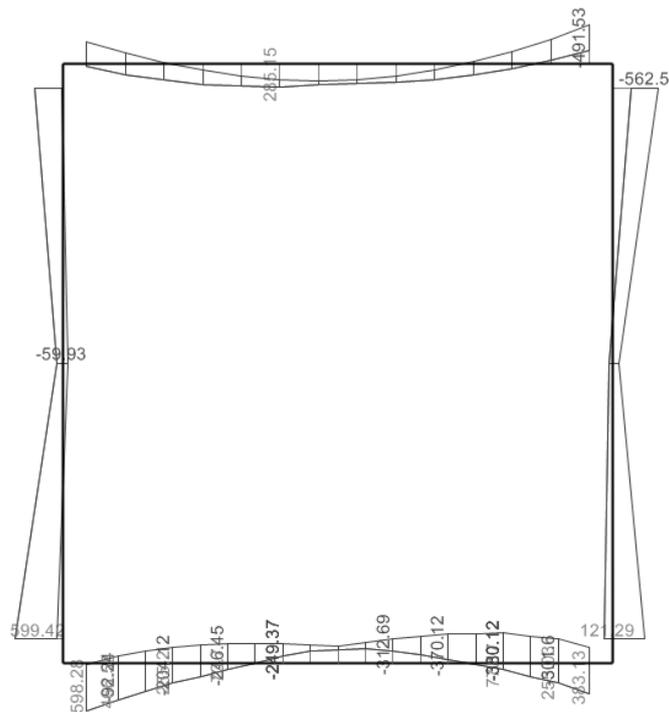


Figura 15 – Sollcitazione flessionale INV SLU



*Figura 16 – Sollecitazione tagliante INV SLU*



*Figura 17 – Sollecitazione flessionale INV SLE*

## 11 VERIFICHE STR

### 11.1 Verifica soletta di copertura (campata ed appoggio)

La verifica è stata effettuata su una sezione H=90cm B=100cm, armata simmetricamente in campata con  $\phi 24/10$ . Il copriferro di calcolo è pari a 6.2 cm. Di seguito le verifiche.

#### 11.1.1 Verifiche strutturali – Stato Limite Ultimo

##### Sollecitazioni massimi in campata:

Valore di progetto del momento flettente agente  $M_{Ed} = 404.68 \text{ kNm}$

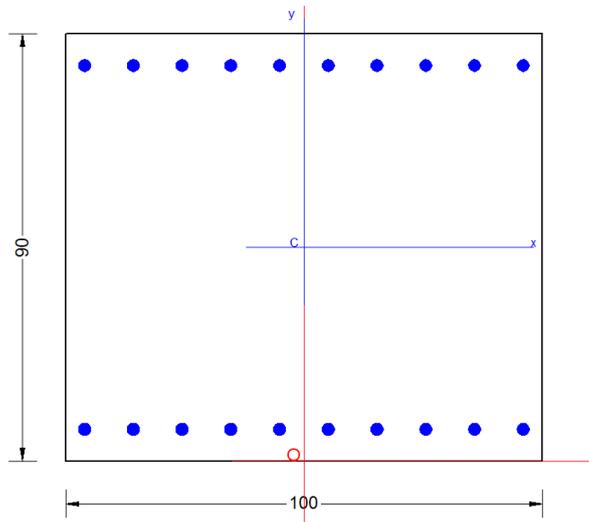
##### Sollecitazioni massimi in appoggio:

Valore di progetto del momento flettente agente  $M_{Ed} = - 896.77 \text{ kNm}$

Valore di progetto del taglio agente  $V_{Ed} = 601.73 \text{ kN}$

##### Pressoflessione

Le verifiche sono fate con il software RC-SEC.



### DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

NOME SEZIONE: Soletta copertura

(Percorso File: S:\Projects\18005\_0549D07\_Cesano Vigna di Valle\Work\03 Culverts\05 Tombino idraulico fosso km 33+933\Soletta copertura.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Normativa di riferimento:

Tipologia sezione:

Forma della sezione:

Percorso sollecitazione:

Condizioni Ambientali:

Riferimento Sforzi assegnati:

Stati Limite Ultimi

N.T.C.

Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe

Rettangolare

A Sforzo Norm. costante

Moderat. aggressive

Assi x,y principali d'inerzia

Riferimento alla sismicità: Zona non sismica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resistenza compress. di progetto fcd:	17.00 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	18.000 MPa	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \beta_2$ :	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \beta_2$ :	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.00 MPa	

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	90.0	cm
Barre inferiori:	10Ø24	(45.2 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	10Ø24	(45.2 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.2	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.2	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.0	cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	404.68	0.00	0.00
2	0.00	-896.77	0.00	0.00

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Coprifero netto minimo barre longitudinali:	2.8	cm
Interfero netto minimo barre longitudinali:	7.8	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata

*Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN1300 001	A	45 di 65

N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC: deve essere  $< 0.45$   
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	404.68	0.18	1405.40	3.473	82.1	0.09	0.70	45.2 (14.0)
2	S	0.00	-896.77	0.18	-1405.40	1.567	7.9	0.09	0.70	45.2 (14.0)

#### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X, Y, O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	90.0	0.00075	83.8	-0.03361	6.2
2	0.00350	0.0	0.00075	6.2	-0.03361	83.8

### Taglio

La verifica tagliente è stata condotta considerando uncini  $\phi 10/20$  con 6 bracci.

#### VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

##### • Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 900$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 62$	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	$A_{s1,1} = 10$	$\emptyset 24$	$= 45.24 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{s1,2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 838$	mm altezza utile	$A_{s1,3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 17.00$	MPa resist. di calcolo			$45.24 \text{ cm}^2$

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

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 601.7 \text{ kN}$$

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

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.489 < 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.348$$

$$\rho_1 = A_{s1}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.005 < 0.02$$

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

$$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 378.7 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 291.7 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 378.7 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

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

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

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

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

Armatura a taglio:

$$A_{sw}/s = \text{uncini } \emptyset 10 \text{ mm con } n^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 6 \text{ passo } 20 \text{ cm} = 0.236 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha \quad V_{Rsd} = 695.4 \text{ kN}$$

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

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

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 3205.5 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 695.4 > 601.7 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.2$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

### 11.1.2 Verifiche strutturali – Stato Limite di Esercizio

Sollecitazioni massimi in campata:

*SLE Rara*

Valore di progetto del momento flettente agente  $M_{Ed} = 285.15 \text{ kNm}$

Sollecitazioni massimi in appoggio:

*SLE Rara*

Valore di progetto del momento flettente agente  $M_{Ed} = - 611.88 \text{ kNm}$

La sezione è stata verificata con il software RC-Sec:

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	285.15
2	0.00	-611.88

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])  
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)  
D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.  
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a  $5(c+\varnothing/2)$  e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.20	90.0	0.00	66.1	-82.6	83.8	15.5	1550	45.2	9.7
2	S	4.72	0.0	0.00	23.9	-177.1	6.2	15.5	1550	45.2	9.7

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica  
e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
K2 = 0.5 per flessione;  $=(e1 + e2)/(2 \cdot e2)$  in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC  
Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2  
e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es  
srm Distanza massima in mm tra le fessure  
wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00046	0.00016	0.50	0.60	0.000248 (0.000248)	310	0.077 (0.20)	523.17

2 S -0.00098 0.00035 0.50 0.60 0.000535 (0.000531) 310 0.166 (0.20) -523.17

## 11.2 Verifica piedritti

La verifica è stata effettuata su una sezione H=90 B=100, armata con  $\phi 24/10$  nella zone tesa e compressa più un secondo strato di  $\phi 22/10$  alla faccia esterna. Il copriferro di calcolo è pari a 6.2 cm. Di seguito le verifiche.

### 11.2.1 Verifiche strutturali – Stato Limite Ultimo

#### Sollecitazioni massimi nel mezzo della paratia:

Valore di progetto del momento flettente agente  $M_{Ed} = - 171.53 \text{ kNm}$

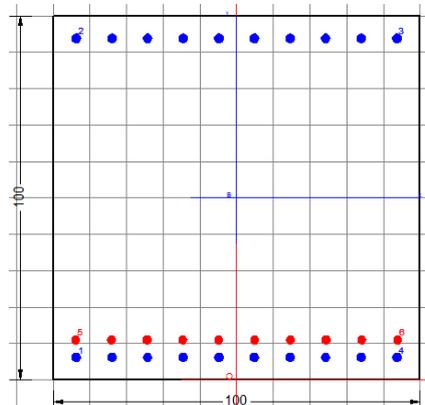
#### Sollecitazioni massimi alle estremità:

Valore di progetto del momento flettente agente  $M_{Ed} = 870.03 \text{ kNm}$

Valore di progetto del taglio agente  $V_{Ed} = 466.63 \text{ kN}$

#### Pressoflessione

Le verifiche sono fatte con il software RC-SEC.



#### **DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.**

**NOME SEZIONE:** Piedritti

(Percorso File: S:\Projects\18005\_0549D07\_Cesano Vigna di Valle\Work\03 Culverts\05 Tombino idraulico fosso km 33+933\Piedritti.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

#### **CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IN1300 001	A	49 di 65

Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0	MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.900	MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1*\beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$ :	0.50	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	90.0
3	50.0	90.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.9	6.2	24
2	-43.9	83.8	24
3	43.9	83.8	24
4	43.9	6.2	24
5	-43.9	11.0	22
6	43.9	11.0	22

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	24
2	2	3	8	24
3	5	6	8	22

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	870.03	0.00	0.00	0.00
2	0.00	-248.62	0.00	0.00	0.00

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.9 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.5 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata								
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)								
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia								
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia								
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)								
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia								
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia								
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)								
	Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000								
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]								

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	870.03	0.00	0.00	2474.95	0.00	2.84	83.3(14.0)
2	S	0.00	-248.62	0.00	0.00	-1428.94	0.00	5.75	83.3(14.0)

### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione									
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45									
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)									
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)									
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)									
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)									

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.147	-50.0	90.0	0.00173	-43.9	83.8	-0.02038	-43.9	6.2
2	0.00350	0.110	-50.0	0.0	0.00114	-43.9	6.2	-0.02842	-43.9	83.8

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
---------	--

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN1300 001	A	51 di 65

x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000284991	-0.022149163	0.147	0.700
2	0.000000000	-0.000380856	0.003500000	0.110	0.700

### Taglio

La verifica tagliente è stata condotta non considerando armatura a taglio.

### VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

#### • Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$ mm larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa	resist. caratteristica
$h = 900$ mm altezza	$\gamma_s = 1.15$	coeff. sicurezza
$c = 6.2$ 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	$A_{s1,1} = 10 \text{ } \emptyset 24$	$= 45.24 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$ coeff. riduttivo	$A_{s1,2} = 10 \text{ } \emptyset 22$	$= 38.01 \text{ cm}^2$
$d = 893.8$ mm altezza utile	$A_{s1,3} = 0 \text{ } \emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 17.00$ MPa resist. di calcolo		$83.25 \text{ cm}^2$

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

$N_{ed} = 0.0$  kN       $V_{ed} = 466.6$  kN

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

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$        $k = 1.473 < 2$   
 $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$        $v_{min} = 0.343$   
 $\rho_1 = A_{s1}/(b_w \times d) < 0.02$        $\rho_1 = 0.009 < 0.02$   
 $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$        $\sigma_{cp} = 0.00$  MPa < 0.2 fcd

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

$V_{Rd} = 479.4$  kN; (con  $(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 306.3$  kN)

$V_{Rd} = 479.4$  kN valore di calcolo

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

### 11.2.2 Verifiche strutturali – Stato Limite di Esercizio

Sollecitazioni massimi in nel mezzo della paratia:

SLE Rara

Valore di progetto del momento flettente agente       $M_{Ed} = -59.93$  kNm

Sollecitazioni massimi in appoggio:

SLE Rara

Valore di progetto del momento flettente agente       $M_{Ed} = 599.42$  kNm

La sezione è stata verificata con il software RC-Sec:

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IN1300 001	A	52 di 65

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-59.93 (-542.06)	0.00 (0.00)
2	0.00	599.42 (586.56)	0.00 (0.00)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.42	-50.0	0.0	-17.4	34.1	83.8	1550	45.2
2	S	3.98	-50.0	90.0	-103.5	34.1	6.2	2000	83.3

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a  $f_{ctm}$

Ver. Esito della verifica  
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k2 = 0.5 per flessione;  $=(e1 + e2)/(2 * e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
Tra parentesi: valore minimo =  $0.6 S_{max} / E_s$  [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
wk Apertura fessure in mm calcolata =  $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00010	0	0.500	24.0	50	0.00005 (0.00005)	310	0.016 (0.20)	-542.06	0.00
2	S	-0.00058	0	0.500	23.0	50	0.00034 (0.00031)	264	0.091 (0.20)	586.56	0.00

### 11.3 Verifica soletta in fondazione

La verifica è stata effettuata su una sezione H=100cm B=100cm, armata con  $\phi 24/10$  nella zone tesa e compressa più un secondo strato di  $\phi 22/10$  alla faccia esterna. Il copriferro di calcolo è pari a 6.2 cm. Di seguito le verifiche.

#### 11.3.1 Verifiche strutturali – Stato Limite Ultimo

##### Sollecitazioni massimi in campata:

Valore di progetto del momento flettente agente  $M_{Ed} = -549.25 \text{ kNm}$

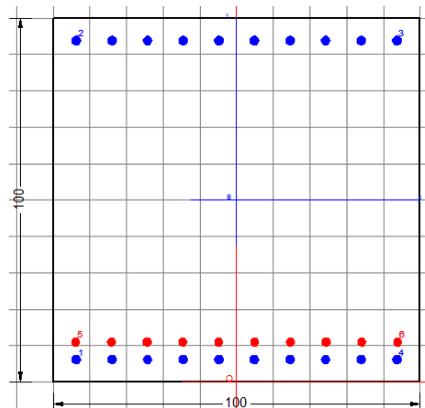
##### Sollecitazioni massimi in appoggio:

Valore di progetto del momento flettente agente  $M_{Ed} = 873.1 \text{ kNm}$

Valore di progetto del taglio agente  $V_{Ed} = 486.33 \text{ kN}$

##### Pressoflessione

Le verifiche sono state fatte con il software RC-SEC.



#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

**NOME SEZIONE:** Soletta fondazione

(Percorso File: S:\Projects\18005\_0549D07\_Cesano Vigna di Valle\Work\03 Culverts\05 Tombino idraulico fosso km 33+933\Soletta fondazione.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035

*Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IN1300 001	A	54 di 65

Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 :	1.00
	Coeff. Aderenza differito β1*β2 :	0.50

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	100.0
3	50.0	100.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.7	6.2	24
2	-43.7	93.8	24
3	43.7	93.8	24
4	43.7	6.2	24
5	-43.9	11.0	22
6	43.9	11.0	22

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	24
2	2	3	8	24
3	5	6	8	22

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IN1300 001	A	55 di 65

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	-549.25	0.00	0.00	0.00
2	0.00	873.10	0.00	0.00	0.00

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.5 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-549.25	0.00	0.00	-1606.00	0.00	2.92	83.3(15.7)
2	S	0.00	873.10	0.00	0.00	2800.81	0.00	3.21	83.3(15.7)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.098	-50.0	0.0	0.00114	-43.7	6.2	-0.03222	-43.7	93.8
2	0.00350	0.131	-50.0	100.0	0.00173	-43.7	93.8	-0.02323	-43.7	6.2

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000380851	0.003500000	0.098	0.700
2	0.000000000	0.000284970	-0.024996990	0.131	0.700

## Taglio

La verifica tagliente è stata condotta non considerando armatura a taglio.

### VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

#### • Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$ mm	larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa	resist. caratteristica
$h = 1000$ mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$	coeff. sicurezza
$c = 63$ 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	$A_{s1,1} = 10 \text{ } \emptyset 24$	$= 45.24 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{s1,2} = 10 \text{ } \emptyset 22$	$= 38.01 \text{ cm}^2$
$d = 937$ mm	altezza utile	$A_{s1,3} = 0 \text{ } \emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 17.00$ MPa	resist. di calcolo		$83.25 \text{ cm}^2$

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

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 486.3 \text{ kN}$$

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

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.462 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^2 f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.339$$

$$\rho_1 = A_{s1}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.009 < 0.02$$

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

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

$$V_{Rd} = 491.1 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 317.5 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 491.1 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

### 11.3.2 Verifiche strutturali – Stato Limite di Esercizio

#### Sollecitazioni massimi in campata:

SLE Rara

$$\text{Valore di progetto del momento flettente agente} \quad M_{Ed} = -380.12 \text{ kNm}$$

#### Sollecitazioni massimi in appoggio:

SLE Rara

$$\text{Valore di progetto del momento flettente agente} \quad M_{Ed} = 598.28 \text{ kNm}$$

La sezione è stata verificata con il software RC-Sec:

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN1300 001	A	57 di 65

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inertza (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inertza (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-380.12 (-657.72)	0.00 (0.00)
2	0.00	598.28 (708.67)	0.00 (0.00)

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.22	50.0	0.0	-97.9	34.0	93.8	1550	45.2
2	S	3.31	-50.0	100.0	-91.1	34.0	6.2	2100	83.3

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a  $f_{ctm}$

Ver. Esito della verifica  
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k2 = 0.5 per flessione;  $= (e1 + e2) / (2 * e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
Cf Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
Tra parentesi: valore minimo =  $0.6 S_{max} / E_s$  [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
wk Apertura fessure in mm calcolata =  $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00053	0	0.500	24.0	50	0.00029 (0.00029)	310	0.091 (0.20)	-657.72	0.00
2	S	-0.00050	0	0.500	23.0	50	0.00027 (0.00027)	269	0.074 (0.20)	708.67	0.00

### 11.4 Riepilogo verifiche a fessurazione

#### Verifiche a fessurazione - Comb. Quasi perm.

Condizioni ambientali aggressive

Limite ap. fessure =  $w_1 = 0.2 \text{ mm}$

	Arm. tesa		Arm. comp.		M [kNm/m]	N [kN/m]	wk [mm]
	1° strato	2° strato	1° strato	2° strato			
Soletta superiore - Campata	10 Ø24	-	10 Ø24	-	285.15	0	0.077

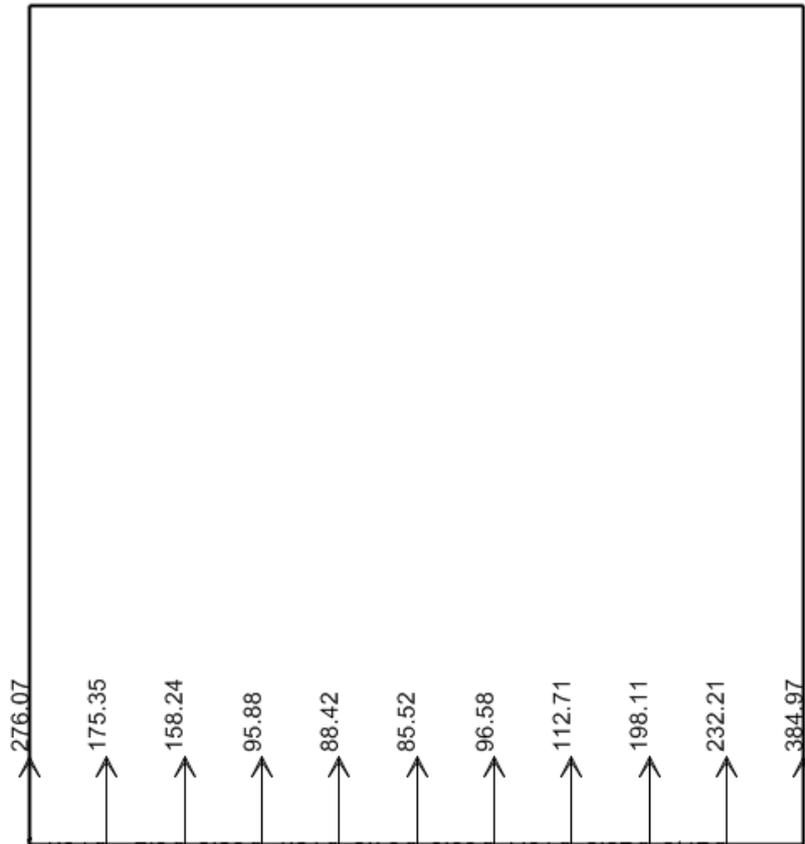
*Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN1300 001	A	58 di 65

Soletta superiore - Appoggio	10 Ø24	-	10 Ø24	-	<b>-611.88</b>	<b>0</b>	0.166
Piedritto - Estremità	10 Ø24	10 Ø22	10 Ø24	-	<b>599.42</b>	<b>0</b>	0.091
Soletta inferiore - Campata	10 Ø24	-	10 Ø24	-	<b>-380.12</b>	<b>0</b>	0.091
Soletta inferiore - Appoggio	10 Ø24	10 Ø22	10 Ø24	-	<b>598.28</b>	<b>0</b>	0.074

## 12 VERIFICHE GEO

Le verifiche sono state condotte considerando i risultati dell'analisi strutturale condotta con il programma di calcolo SAP. In particolare le molle in fondazione.



**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c^*Nc^*sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*Nq^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5\gamma^*B^*N\gamma^*s\gamma^*d\gamma^*r\gamma^*b\gamma^*g\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

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

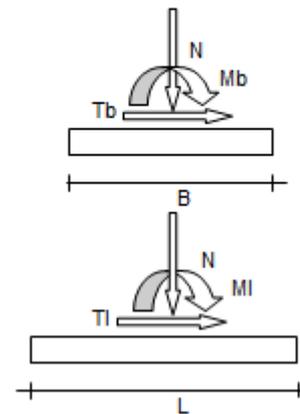
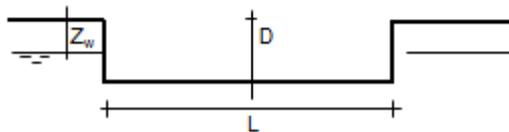
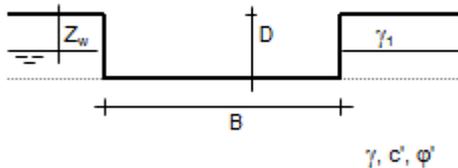
$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2^*e_L$ )

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

**coefficienti parziali**

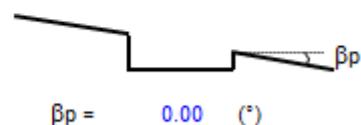
Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	$c'$
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.25	1.60
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	⊗	1.00	1.00	1.00	1.00

valori suggeriti dall'EC7



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 7.20 (m)  
L = 30.00 (m)  
D = 10.00 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporane e	
N [kN]	57120.00	0.00	57120.00
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

*Peso unità di volume del terreno*

$\gamma_1 = 16.00$  (kN/mc)  
 $\gamma = 16.00$  (kN/mc)

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$c' = 0.00$  (kN/mq)  
 $\varphi' = 28.00$  (°)

*Valori di progetto*

$c' = 0.00$  (kN/mq)  
 $\varphi' = 28.00$  (°)

*Profondità della falda*

$Z_w = 15.00$  (m)

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

$B^* = 7.20$  (m)  
 $L^* = 30.00$  (m)

**q : sovraccarico alla profondità D**

$q = 160.00$  (kN/mq)

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

$\gamma = 12.94$  (kN/mc)

**Nc, Nq, N $\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

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

$Nq = 14.72$

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

$Nc = 25.80$

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

$N\gamma = 16.72$

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN1300 001	A	62 di 65

**$s_{0r}$ ,  $s_{0q}$ ,  $s_{0r}$  : fattori di forma**

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

$$s_c = 1.14$$

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

$$s_q = 1.13$$

$$s_r = 1 - 0,4 B^* / L^*$$

$$s_r = 0.90$$

**$i_{0r}$ ,  $i_{0q}$ ,  $i_{0r}$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_0 = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.81 \quad \theta = \arctg(Tb/TI) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_1 = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.19 \quad m = 1.81 \quad (-)$$

( $m=2$  nel caso di fondazione nastriforme  
e  $m=(m_0 \sin^2 \theta + m_1 \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri)

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

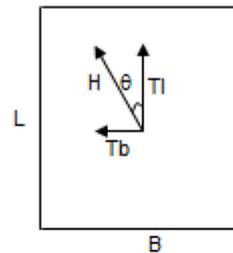
$$i_q = 1.00$$

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

$$i_c = 1.00$$

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

$$i_r = 1.00$$



**$d_{0r}$ ,  $d_{0q}$ ,  $d_{0r}$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.28$$

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

$$d_c = 1.30$$

$$d_r = 1$$

$$d_r = 1.00$$

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN1300 001	A	63 di 65

**$b_{0i}$ ,  $b_{0j}$ ,  $b_{7i}$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_{0i} = (1 - \beta_r \tan \varphi')^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_{0j} = 1.00$$

$$b_{7i} = b_{0i} - (1 - b_{0i}) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_{7j} = 1.00$$

$$b_{7i} = b_{0i}$$

$$b_{7j} = 1.00$$

**$g_{0i}$ ,  $g_{0j}$ ,  $g_{7i}$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_{0i} = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_{0j} = 1.00$$

$$g_{7i} = g_{0i} - (1 - g_{0i}) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_{7j} = 1.00$$

$$g_{7i} = g_{0i}$$

$$g_{7j} = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 4112.52 \quad (\text{kN/m}^2) \quad \begin{matrix} R3 & 2.30 \\ qrd & 1788 \end{matrix} \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = 264.44 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Coefficiente di sicurezza**

$$F_s = q_{lim} / q = 15.55 \quad \text{OK}$$

## 13 INCIDENZA ARMATURA

La struttura scatolare presenta un'incidenza per gli elementi strutturali come segue:

- Piedritti = 190 kg/m<sup>3</sup>;
- Soletta di copertura = 165 kg/m<sup>3</sup>;
- Soletta di fondazione = 175 kg/m<sup>3</sup>

Come previsto dall' Eurocodice (UNI EN 1992-1-1) per le piastre a portanza unidirezionale si raccomanda di prevedere un'armatura secondaria in quantità non minore del 20% dell'armatura principale.

Pertanto nel calcolo è stato considerato un incremento del 15% per tener conto della presenza di legature, spille e sovrapposizioni. Si incrementa anche l'incidenza dell'armatura con 20kg/m<sup>3</sup> per tener conto dei distanziatori.

### Geometria scatolare

#### **Piedritti**

H <sub>sez1</sub>	0.9 m
H <sub>sez2</sub>	0.9 m
B <sub>sez</sub>	1 m
L <sub>sez1</sub>	1 m
L <sub>sez2</sub>	1 m
Vol. per m di muro	1.8 m <sup>3</sup>

#### **Soletta di copertura**

H <sub>sez</sub>	0.9 m
B <sub>sez</sub>	1 m
L <sub>sez</sub>	1 m
Vol. per m di muro	0.9 m <sup>3</sup>

#### **Soletta di fondazione**

H <sub>sez</sub>	1 m
B <sub>sez</sub>	1 m
L <sub>sez</sub>	1 m
Vol. per m di muro	1 m <sup>3</sup>
Peso acciaio	7850 kg/m <sup>3</sup>
Idennità di legature	0.15
Distanziatori	20 kg/m <sup>3</sup>

#### **Ferri di piedritti (per m tombino)**

φ	A	n° barre	peso
---	---	----------	------

Relazione di calcolo Tombini idraulici scatolari

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN1300 001	A	65 di 65

	mm	m <sup>2</sup>	-	kg/m
Lati interni, arm. verticale	24	0.000452	10	71.025
Lato esterni arm. verticale	24	0.000452	10	71.025
Lato esterni arm. Verticale strato 2	22	0.00038	10	59.681
Lato interni, arm. orizzontale	16	0.000201	10	31.567
Lato esterni arm. Orizzontale	16	0.000201	10	31.567
Incidenza paramento		<b>189.22</b>		<b>kg/m<sup>3</sup></b>

**Ferri di Soletta di copertura (per m di tombino)**

	φ	A	n° barre	peso
	mm	m <sup>2</sup>	-	kg/m
Armatura superiore, dir. Principale	24	0.000452	10	35.513
Armatura inferiore, dir. Principale	24	0.000452	10	35.513
Armatura superiore, dir. Secondaria	14	0.000154	10	12.084
Armatura inferiore, dir. Secondaria	14	0.000154	10	12.084
Uncini	10	7.85E-05	5	15.167
Incidenza Soletta di cop.		<b>161.02</b>		<b>kg/m<sup>3</sup></b>

**Ferri di Soletta di fondazione (per m di tombino)**

	φ	A	n° barre	peso
	mm	m <sup>2</sup>	-	kg/m
Armatura superiore, dir. Principale	24	0.000452	10	35.513
Armatura inferiore, dir. Principale	24	0.000452	10	35.513
Armatura inferiore, dir. Principale Strato 2	22	0.00038	10	29.840
Armatura superiore, dir. Secondaria	16	0.000201	10	15.783
Armatura inferiore, dir. Secondaria	16	0.000201	10	15.783
Incidenza Soletta di fond.		<b>172.30</b>		<b>kg/m<sup>3</sup></b>