

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA – VITERBO

TRATTA CESANO – VIGNA DI VALLE

IN27 – Tombino idraulico al km 38+705

Relazione di calcolo scatolare

SCALA:

-

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

NR1J 01 D 29 CL IN2700 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	F. Serrau	05-2020	M. Monda	05-2020	T. Paoletti	05-2020	F. Arduini 05-2020
		<i>F. Serrau</i>		<i>MM</i>		<i>T. Paoletti</i>		ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Via Feltrina, 100 00144 Roma

File: NR1J01D29CLIN2700001A

n. Elab.: 307.50

## INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
3	MATERIALI .....	6
3.1	CALCESTRUZZO .....	6
3.2	ACCIAIO B450C.....	7
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	10
4.1	TERRENO DI RICOPRIMENTO/RINTERRO.....	10
4.2	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	10
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA .....	12
5.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO.....	12
5.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	12
6	SOFTWARE DI CALCOLO .....	16
6.1	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO ADOTTATI.....	16
6.2	UNITÀ DI MISURA .....	16
6.3	GRADO DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE .....	16
6.4	VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO.....	16
6.5	CARATTERISTICHE DELL'ELABORAZIONE .....	17
6.6	GIUDIZIO FINALE SULLA ACCETTABILITÀ DEI CALCOLI .....	17
6.7	PROGRAMMI DI SERVIZIO .....	17
7	TOMBINO SCATOLARE .....	18

7.3.2	<i>Spinta in presenza di falda</i> .....	22
7.3.4	<i>Treni di carico</i> .....	23
7.3.4.1	Treno di carico LM71 .....	23
7.3.5	<i>Spinta del terreno indotta dai treni di carico</i> .....	25
7.3.6	<i>Avviamento e frenatura</i> .....	27
7.3.7	<i>Serpeggio e centrifuga</i> .....	28
7.3.8	<i>Ritiro differenziale della soletta di copertura</i> .....	28
7.3.9	<i>Azione Termica</i> .....	31
9	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI .....	38
10	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. ....	42
10.1	VERIFICA SOLETTA INFERIORE.....	43
10.2	VERIFICA SOLETTA SUPERIORE .....	47
10.3	VERIFICA PIEDRITTI.....	51
10.4	TABELLA RIEPILOGATIVA INCIDENZA FERRI .....	56
11	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	57
11.1	VERIFICA DEI CEDIMENTI A LUNGO TERMINE .....	57
11.2	VERIFICA DEI CEDIMENTI A BREVE TERMINE .....	59
11.3	VERIFICA DI PORTANZA .....	60

## 1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento e le verifiche di resistenza secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.) del tombino scatolare ferroviario tipologico.

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 17 gennaio 2018.

L'opera consiste in uno scatolare in c.a. gettato in opera. La sezione trasversale retta ha una larghezza interna di  $L_{int} = 2.00$  m ed un'altezza netta di  $H_{int} = 2.00$  m; lo spessore della platea di fondazione è di  $S_f = 0.50$  m, lo spessore dei piedritti è di  $S_p = 0.50$  m e lo spessore della soletta di copertura è di  $S_s = 0.50$  m. Il ricoprimento, compreso tra soletta superiore e il ballast, è pari ad 3.20m.

Nell'immagine seguente si riporta una sezione trasversale dell'opera.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento della struttura è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all'opera.

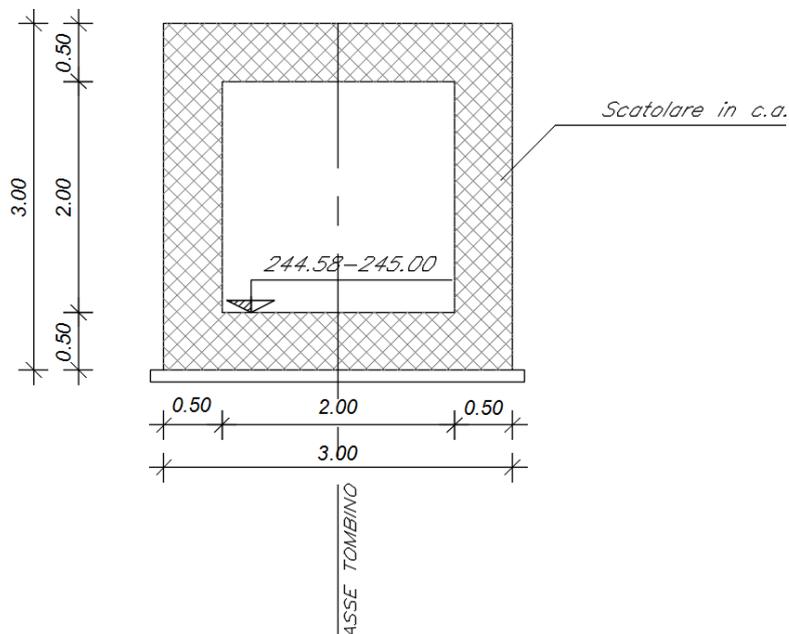


Figure 1: sezione trasversale del tombino

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

- Norme Tecniche per le Costruzioni, DM del 17/01/2018;
- Legge 05/01/1971 n°1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;
- Legge 02/02/1974 n°64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- C.M. 21/01/2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni";
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A del 30/12/2016: Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture;
- RFI DTC SI PS SP IFS 001 A del 30/12/2016: Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio;
- UNI EN 1991-1-4:2005: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;
- UNI EN 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-2:2006: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1993-1-1:2005: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-2:2007: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1998-1:2005: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-2:2006: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;
- STI 2014 –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, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;

### 3 MATERIALI

Il calcestruzzo adottato corrisponde alla Classe C30/37, mentre l'acciaio in barre ad aderenza migliorata corrisponde alla classe B450C. Di seguito vengono elencate le specifiche.

#### 3.1 Calcestruzzo

Per le strutture in elevazione si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione: XA1

**C30/37:**  $f_{ck} \geq 30$  MPa  $R_{ck} \geq 37$  MPa

Classe minima di consistenza: S4

Copriferro: 50 mm

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Classe di resistenza: Elevazione	C30/37		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	37	$N/mm^2$
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	30.71	$N/mm^2$
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	38.71	$N/mm^2$
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2.94	$N/mm^2$
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.53	$N/mm^2$
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	33019	$N/mm^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.06	$N/mm^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3.82	$N/mm^2$
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	17.4	$N/mm^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.37	$N/mm^2$
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	30.7	$N/mm^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2.06	$N/mm^2$
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	18.43	$N/mm^2$
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	13.82	$N/mm^2$

### 3.2 Acciaio B450C

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ MPa};$
Tensione di progetto:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$
in cui $\gamma_m = 1.15$	$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ MPa};$
Modulo Elastico	$E_s = 210'000 \text{ MPa}.$

### 3.3 Verifica S.L.E.

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato

#### 3.3.1 Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "RFI DTC SI MA IFS 001 B - Manuale di Progettazione delle Opere Civili", ovvero:

#### Strutture in c.a.

##### Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

##### Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0.75 f_{yk}$ .

### 3.3.2 Verifiche a fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

**Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali**

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤w <sub>2</sub>	ap. fessure	≤w <sub>3</sub>
		quasi permanente	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤w <sub>2</sub>
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>	ap. fessure	≤w <sub>2</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w <sub>1</sub>

**Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali**

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Risultando:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dal “Manuale di Progettazione delle Opere Civili” secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive, qual è il caso delle strutture in esame così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 17.1.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

- Combinazione Caratteristica (Rara)  $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura del D.M. 17.1.2018, in accordo a quanto previsto al punto " C4.1.2.2.4.6 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.7/19.

## 4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

### 4.1 Terreno di ricoprimento/rinterro

Per il terreno di ricoprimento dell'opera sono state assunte le seguenti caratteristiche geotecniche :

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  peso di volume naturale

$\phi' = 38^\circ$  angolo di resistenza al taglio

$c' = 0 \text{ kPa}$  coesione drenata

### 4.2 Interazione terreno-struttura

#### Modello 9a

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

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

La falda di progetto si trova a circa 25 m di profondità da piano campagna.

La fondazione dello scatolare ricade nell'unità P1.

Categoria sottosuolo sismica:

#### Categoria tipo B

Di seguito sono trattati gli aspetti di natura geotecnica riguardanti l'interazione terreno-struttura relativamente all'opera in esame.

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

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

dove:

- h = altezza della trave;
- b = dimensione trasversale della trave;

**Relazione di calcolo scatolare**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN2700 001	A	11 di 65

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

$$\begin{aligned} E &= 18000 \text{ kN/m}^2 \\ n &= 0.3 \\ B &= 3.0 \text{ m} \\ L &= 41.6 \text{ m} \\ L/B &= 13.87 \\ c_t &= 2.12 \\ K_w &= 3105 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

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

## 5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 17 gennaio 2018.

### 5.1 Vita nominale e classe d'uso

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale ( $V_N$ ), intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso ( $C_U$ )

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale:  $V_N = 75$  anni (categoria 2: "Altre opere nuove a velocità  $V < 250$  Km/h"). Riguardo invece la Classe d'Uso, all'opera in oggetto corrisponde una Classe II a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II):  $C_U = 1.0$ .

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a  $V_R = 75 \times 1.0 = 75$  **anni**

### 5.2 Parametri di pericolosità sismica

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi del D.M. 17-01-2018, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali) dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica /  $V_R$ ) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

- Categoria sottosuolo **B**

In accordo a quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 17.01.18, si ottiene per il sito in esame:

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 12.21078      LATTITUDINE: 42.07699

Ricerca per comune

REGIONE: Lazio      PROVINCIA: Roma      COMUNE: \_\_\_\_\_

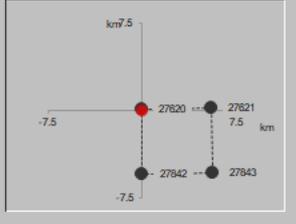
Elaborazioni grafiche

- 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: superficie rigata

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

INTRO      **FASE 1**      FASE 2      FASE 3

La pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera:

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$ : 75 info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$ : 1 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$ : 75 info

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

Stati limite di esercizio - SLE

- SLO -  $P_{VR} = 81\%$ : 45
- SLD -  $P_{VR} = 63\%$ : 75

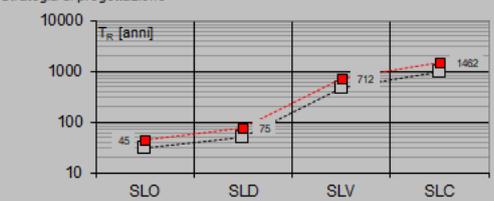
Stati limite ultimi - SLU

- SLV -  $P_{VR} = 10\%$ : 712
- SLC -  $P_{VR} = 5\%$ : 1462

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- .....□..... Strategia scelta

INTRO      FASE 1      **FASE 2**      FASE 3

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0.036	2.660	0.248
SLD	75	0.041	2.674	0.274
SLV	712	0.071	2.929	0.349
SLC	1462	0.082	3.004	0.381

Figure 2: Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno associati a ciascun stato limite

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**

Stato Limite considerato: **SLV** info

**Risposta sismica locale**

Categoria di sottosuolo: **B** info       $S_B = 1.200$        $C_C = 1.358$  info

Categoria topografica: **T1** info       $h/H = 0.000$        $S_T = 1.000$  info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

**Compon. orizzontale**

Spettro di progetto elastico (SLE)      Smorzamento  $\xi$  (%) = **5**       $\eta = 1.000$  info

Spettro di progetto inelastico (SLU)      Fattore  $q_s = 1$       Regol. in altezza: **si** info

**Compon. verticale**

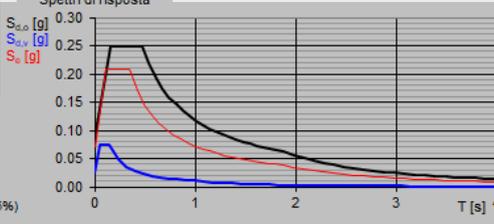
Spettro di progetto      Fattore  $q_v = 1$        $\eta = 1.000$  info

**Elaborazioni**

Grafici spettri di risposta info

Parametri e punti spettri di risposta info

**Spettri di risposta**



$S_{d,o}$  [g]  
 $S_{d,v}$  [g]  
 $S_e$  [g]

— Spettro di progetto - componente orizzontale  
— Spettro di progetto - componente verticale  
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO      FASE 1      FASE 2      **FASE 3**

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

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.071 g
$F_o$	2.929
$T_C$	0.349 s
$S_s$	1.200
$C_c$	1.358
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.200
$\eta$	1.000
$T_B$	0.158 s
$T_C$	0.474 s
$T_D$	1.884 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.085
$T_B$	0.158	0.249
$T_C$	0.474	0.249
	0.541	0.218
	0.608	0.194
	0.675	0.175
	0.742	0.159
	0.809	0.146
	0.877	0.135
	0.944	0.125
	1.011	0.117
	1.078	0.110
	1.145	0.103
	1.212	0.097
	1.279	0.092
	1.347	0.088
	1.414	0.084
	1.481	0.080
	1.548	0.076
	1.615	0.073
	1.682	0.070
	1.749	0.068
	1.817	0.065
$T_D$	1.884	0.063
	1.984	0.056
	2.085	0.051
	2.186	0.047
	2.287	0.043
	2.388	0.039
	2.488	0.036
	2.589	0.033
	2.690	0.031
	2.791	0.029
	2.891	0.027
	2.992	0.025
	3.093	0.023
	3.194	0.022
	3.295	0.020
	3.395	0.019
	3.496	0.018
	3.597	0.017
	3.698	0.016
	3.798	0.015
	3.899	0.015
	4.000	0.014

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudo statico, si eseguirà un calcolo elastico assumendo un fattore di struttura unitario. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

## 6 SOFTWARE DI CALCOLO

### 6.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo adottati

Per le analisi delle strutture è stato utilizzato il Sap 2000 v.14.1 prodotto, distribuito ed assistito da Computers and Structures, Inc.1995 University Ave. Berkeley. Questa procedura è sviluppata in ambiente Windows, permette l'analisi elastica lineare e non di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono frame (trave), con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse. I carichi sono applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

Tale programma fornisce in output, oltre a tutte le caratteristiche geometriche e di carico delle strutture, i risultati relativi alle sollecitazioni indotte nelle sezioni degli elementi presenti.

### 6.2 Unità di misura

Le unità di misura adottate sono le seguenti:

- lunghezze: m
- forze: kN
- masse: kN massa
- temperature: gradi centigradi
- angoli: gradi sessadecimali o radianti
- si assume l'uguaglianza  $1 \text{ kN} = 100 \text{ kg}$

### 6.3 Grado di affidabilità del codice

L'affidabilità del codice di calcolo e' garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura.

### 6.4 Valutazione della correttezza del modello

Il modello di calcolo adottato e' da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura dà origine a sollecitazioni simmetriche.

### **6.5 Caratteristiche dell'elaborazione**

Tutte le analisi strutturali sono state eseguite su di una workstation dedicata avente le seguenti

caratteristiche tecniche:

- Tipo Intel i7
- Memoria centrale 8 Gb;
- Lunghezza in bit della parola 64 bit;
- Memoria di massa 1 Hard disk da 500 Gb.

### **6.6 Giudizio finale sulla accettabilità dei calcoli**

Si ritiene che i risultati ottenuti dalla elaborazione siano accettabili e che le ipotesi poste alla base della formulazione del modello matematico siano valide come dimostrato dal comportamento dei materiali.

All'interno del pacchetto Sap 2000 sono inoltre presente una serie di test per il benchmark del solutore, che consentono di comprovare l'affidabilità del codice di calcolo e paragonare risultati ottenuti con le soluzioni esatte.

### **6.7 Programmi di servizio**

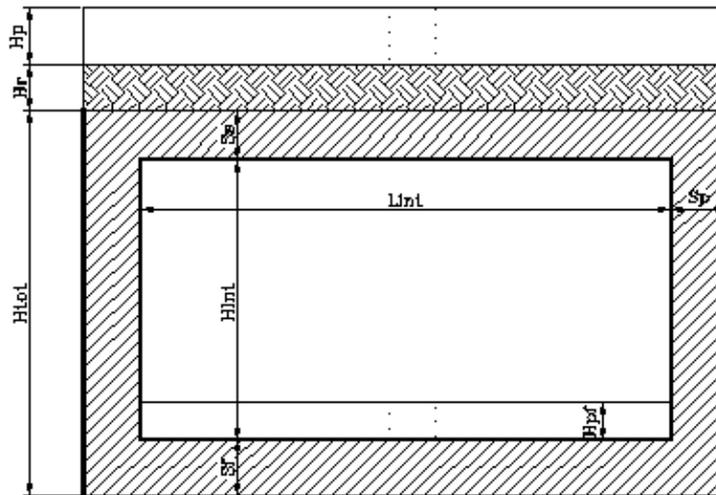
Per le verifiche delle sezioni si adotta il programma: "RC-SEC" – Autore GEOSTRU Software. ANALISI DEI CARICHI E FASI

## 7 TOMBINO SCATOLARE

La sezione trasversale retta ha una larghezza interna di  $L_{int} = 2.00$  m ed un'altezza netta di  $H_{int} = 2.00$  m; lo spessore della platea di fondazione è di  $S_f = 0.50$  m, lo spessore dei piedritti è di  $S_p = 0.50$  m e lo spessore della soletta di copertura è di  $S_s = 0.50$  m.

Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m.

### 7.1 Geometria



DATI GEOMETRICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
larghezza totale scatolare	$L_{tot}$	3.00	m
larghezza utile scatolare	$L_{int}$	2.00	m
larghezza interasse	$L_a$	2.50	m
spessore soletta superiore	$S_s$	0.50	m
spessore piedritti	$S_p$	0.50	m
spessore fondazione	$S_f$	0.50	m
altezza totale scatolare	$H_{tot}$	3.00	m
altezza libera scatolare	$H_{int}$	2.00	m
			m
spessore ballast	$H_{psup}$	0.80	m
ricoprimento	$H_{Rsup}$	3.20	m
spessore pacchetto interno	$H_{pinf}$	0.00	m
spessore ricoprimento interno	$H_{Rinf}$	0.00	m

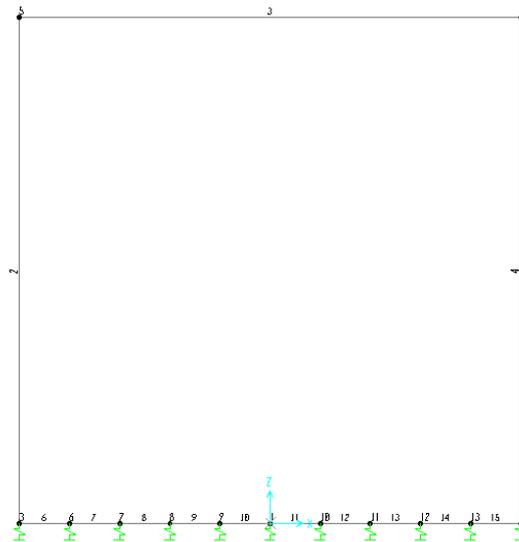
## 7.2 Modello di calcolo

Il modello di calcolo attraverso il quale è schematizzata la struttura è quello del telaio chiuso su letto di molle alla Winkler.

Il modello considerato per l'analisi è quello di uno scatolare di profondità unitaria (1.00m) soggetto alle azioni da traffico di norma e quelle permanenti. In corrispondenza dei vertici dello scatolare sono state inserite delle zone rigide pari a metà spessore degli elementi.

Il terreno di fondazione è stato modellato utilizzando la schematizzazione alla Winkler con un opportuno coefficiente di sottofondo.

Di seguito si riporta lo schema di calcolo.



*Numerazioni aste e nodi*

### 7.2.1 Valutazione della rigidità delle molle

Si considera lo scatolare appoggiato su di un letto di molle (schematizzazione alla Winkler) assegnando alle aste di fondazione del modello un valore di “linear spring” pari a  $K= 3000 \text{ kN/mc}$  in funzione dell'interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

Interasse molle  $i = (S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/10$  [m]

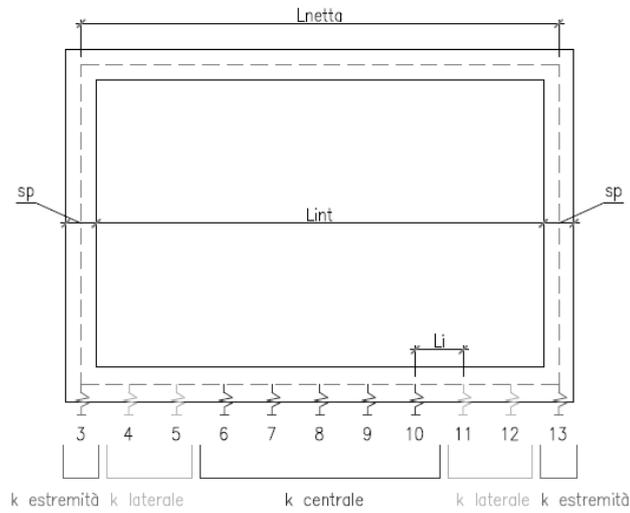
Molle centrali  $k_1 = k * i$  [kN/m]

**Relazione di calcolo scatolare**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN2700 001	A	20 di 65

Molle intermedie  $k_2 = 1.5 * k * i$  [kN/m]

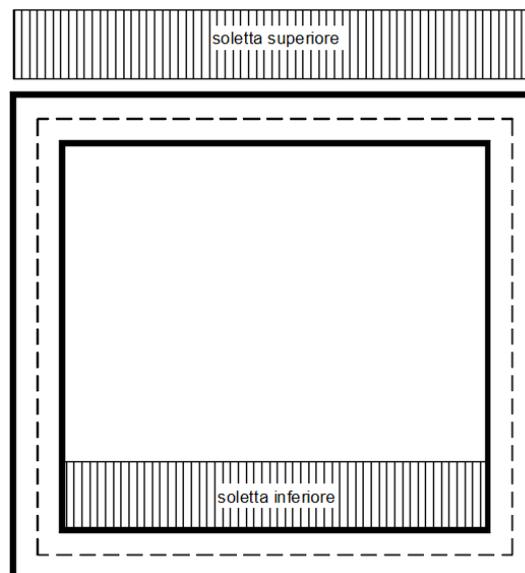
Molle laterali  $k_3 = 2 * k * (i/2 + S_p/2)$  [kN/m]



### 7.3 Analisi dei carichi

#### 7.3.1 *Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati*

<u>Soletta superiore</u>	- Peso proprio	12.50 kN/m
	- Totale	<b>12.50 kN/m</b>
	- Peso Ballast	14.40 kN/m
	- Peso ricoprimento ... 320 cm	64.00 kN/m
	- Totale	<b>78.40 kN/m</b>
<u>Soletta inferiore</u>	- Peso proprio	12.50 kN/m
	- Totale	<b>12.50 kN/m</b>
	- Peso pacchetto interno 0 cm	0.00 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento interno	0.00 kN/m
	- Totale	<b>0.00 kN/m</b>
<u>Piedritti</u>	- Peso proprio	12.50 kN/m
	- Totale	<b>12.50 kN/m</b>



Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 19.60 kN.

### 7.3.2 Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove  $\gamma_{\text{sat}}$  è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e  $\gamma_w$  è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

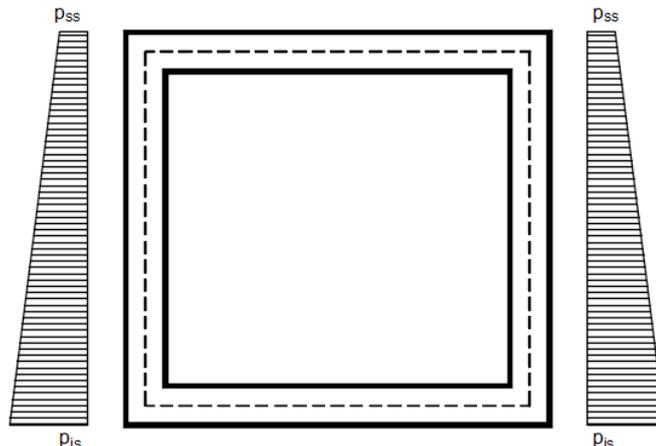
$$u = \gamma_w \cdot z$$

L'opera non è interessata dalla falda.

### 7.3.3 Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito  $\varphi = 38^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ , il coefficiente di spinta viene calcolato, considerando l'elevata rigidità dello scatolare, utilizzando la formula  $K_0 = 1 - \sin\varphi$ , per cui si ottiene un valore di  $K_0 = 0.38$ . Le spinte in asse soletta superiore ed asse soletta inferiore valgono:

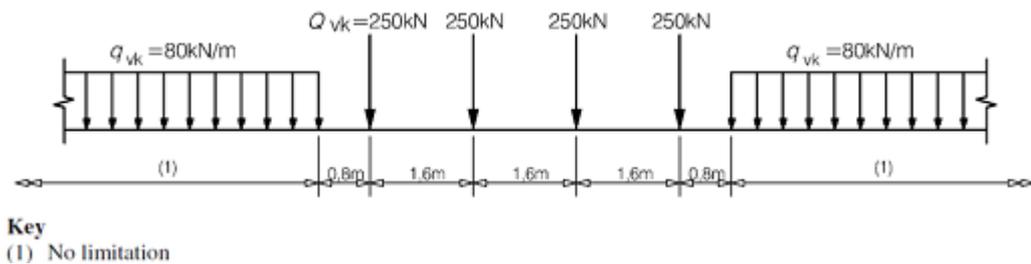
$$\begin{aligned}
 p_{\text{ss}} &= K_0 \cdot (H_r + H_{\text{psup}} + S_s/2) \cdot \gamma = & 32.7 & \text{ kN/m} \\
 p_{\text{is}} &= p_{\text{ss}} + K_0 \cdot \gamma \cdot (S_s/2 + H_{\text{int}} + S_f/2) = & 51.9 & \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto e soletta superiore con valore pari a 7.93 kN ed inferiore con valore pari a 13.21 kN.

### 7.3.4 Treni di carico

#### 7.3.4.1 Treno di carico LM71



**Fig. 1** –Load model 71 (al punto 6.3.2. della norma EN 1991-2:2003)

$\alpha$  = coefficiente di adattamento = 1.10

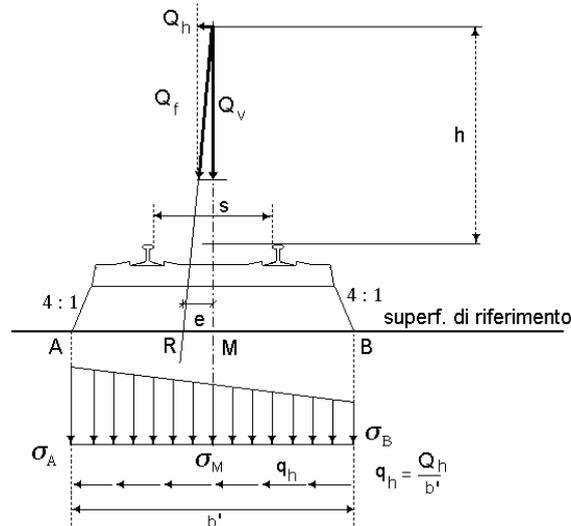
Per il calcolo del coefficiente dinamico  $\Phi$  si fa riferimento al “Manuale di Progettazione delle Opere Civili”  
Considerando un ridotto standard manutentivo si ha:

$$L_{\Phi} = 1.3 * [(1/3) * (2 * H_{tot} + L_{tot})] = 3.90 \text{ m}$$

$$\Phi_3 = [2.16 / (L_{\Phi}^{0.5} - 0.2)] + 0.73 = 1.00$$

Il sovraccarico ferroviario si diffonde attraverso il ballast con pendenza 4:1, poi nel ricoprimento con pendenza a 38° (pari all'angolo di attrito del ricoprimento) e con la pendenza a 45° all'interno del cls per cui la lunghezza di diffusione del carico in senso trasversale all'asse binario risulta pari a:

$$L_{trasv} = 2.4 + [0.35/4 + H_{rsup} * \tan(38^\circ) + S_g/2] * 2 = 8.08 \text{ m}$$



In senso longitudinale si è assunto che il carico si distribuisce su una lunghezza pari a  $L_{long} = 6.40$  m.

Pertanto il carico ripartito dovuto ai treni LM 71 risulta:

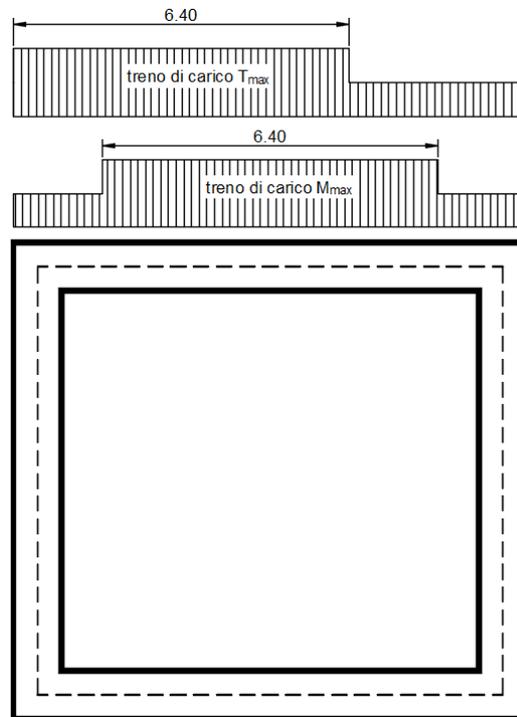
- Carico ripartito prodotto dalle forze concentrate

$$= 4 * 250 * 1.1 * \Phi_3 / (L_{trasv} * L_{long}) = 21.28 \text{ kN/m}^2$$

- Carico ripartito prodotto dal carico distribuito ( $80 \text{ kN/m}^2$ )

$$= 80 * 1.1 * \Phi_3 / L_{trasv} = 10.90 \text{ kN/m}^2$$

Le distribuzioni del sovraccarico ferroviario considerate al di sopra della copertura, sono quelle in grado di massimizzare le sollecitazioni flettenti e taglianti, per la dimensione dell'opera le due condizioni sono coincidenti.



Per tenere in conto i carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 5.32 kN.

#### Treni di carico SW/2

$$Q_{sw/2} = 150 * 1.0 * \Phi_3 / L_{trasv} = 18.58 \text{ kN/m}^2$$

#### Treni di carico SW/0

$$Q_{sw/0} = 133 * 1.1 * \Phi_3 / L_{trasv} = 18.12 \text{ kN/m}^2$$

Nelle analisi verrà utilizzato il treno di carico LM71, che risulta essere più gravoso.

#### 7.3.5 Spinta del terreno indotta dai treni di carico

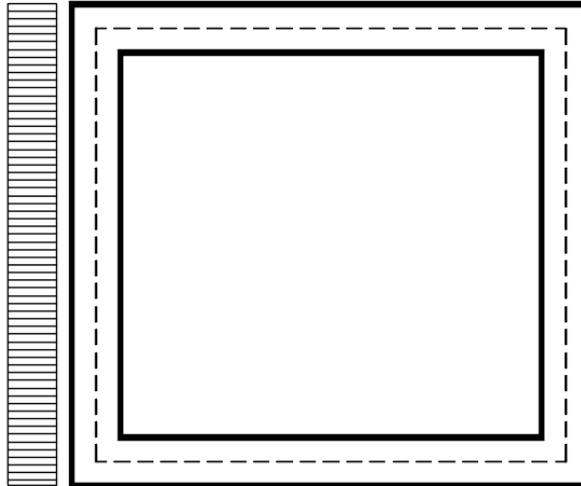
Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito  $\varphi = 38^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ , il coefficiente di spinta viene calcolato, considerando l'elevata rigidità dello scatolare, utilizzando la formula  $K_0 = 1 - \sin\varphi'$ , per cui si ottiene un valore di  $K_0 = 0.38$ . La pressione del terreno sui piedritti ed indotta dai treni di carico viaggianti su due linee adiacenti verrà calcolata secondo la formula  $P = q * K_0$

Si è considerata la sola spinta prodotta dal carico ripartito equivalente alle forze concentrate (vedi considerazioni di cui al paragrafo precedente)

$$q * K_0 = 8.18 \text{ kN/m}^2$$

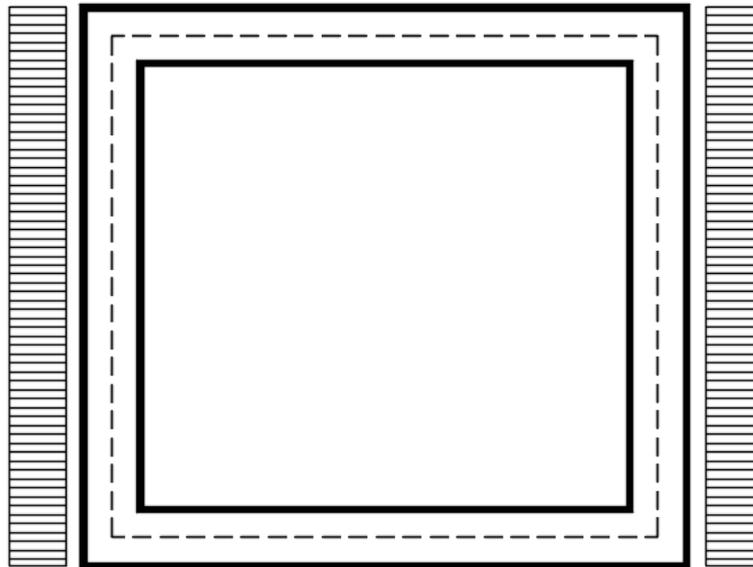
La spinta del terreno viene analizzata in due diverse condizioni

- a) Spinta sul piedritto sinistro



Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto sinistro e soletta superiore con valore pari a 2.05 kN ed inferiore con valore pari a 2.05 kN.

b) Spinta su entrambi i piedritti



Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritti e soletta superiore con valore pari a 2.05 kN ed inferiore con valore pari a 2.05 kN.

### 7.3.6 Avviamento e frenatura

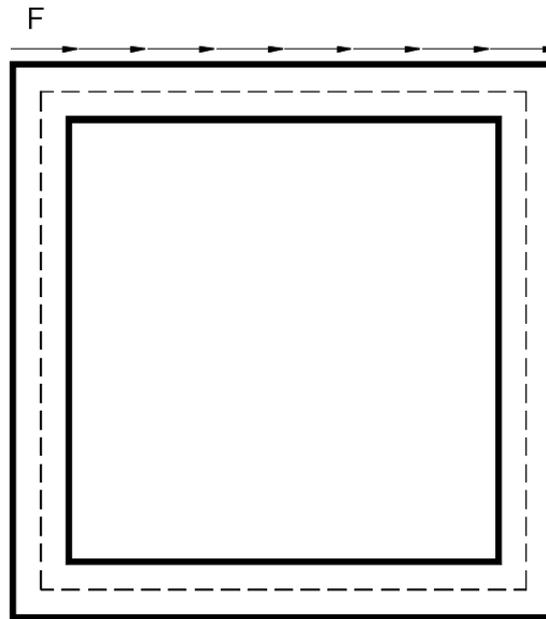
avviamento:  $Q_{lak} = 33 \text{ [kN/m]} * L[\text{m}] < 1000 \text{ kN}$  per modelli di carico LM 71 e SW/0 e SW/2

frenatura:  $Q_{lbk} = 20 \text{ [kN/m]} * L[\text{m}] < 6000 \text{ kN}$  per modelli di carico LM 71 e SW/0

$Q_{lbk} = 35 \text{ [kN/m]} * L[\text{m}]$  per modelli di carico SW/2

La forza di frenatura, per metro lineare, applicata alla soletta di copertura si ritiene uniformemente agente sulla larghezza ottenuta per diffusione dei carichi verticali sino al baricentro della soletta e vale:

$$F = \alpha \cdot Q_{lak} / L_{trasv} = 4.5 \text{ kN/m}$$



Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritti e soletta superiore con valore pari a 1.12 kN.

### ***7.3.7 Serpeggio e centrifuga***

Tali carichi vengono trascurati perché non determinanti per il dimensionamento trasversale dell'opera.

### ***7.3.8 Ritiro differenziale della soletta di copertura***

Si considera una variazione termica uniforme equivalente sulla soletta superiore come da calcolo seguente. Il calcolo viene condotto secondo le indicazioni dell'EUROCODICE 2-UNI EN1992-1-1 Novembre 2005 e DM 17-01-2018

**Relazione di calcolo scatolare**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN2700 001	A	29 di 65

**Clis a t=0**

$R_{ck}$	=	37	N/mm <sup>2</sup>	<i>Resistenza a compressione cubica caratteristica</i>
$f_{ck}$	=	30.71	N/mm <sup>2</sup>	<i>Resistenza a compressione cilindrica caratteristica</i>
$f_{cm}$	=	38.71	N/mm <sup>2</sup>	<i>Resistenza a compressione cilindrica media</i>
$\alpha$	=	1.0E-05		
$E_{cm}$	=	33019	N/mm <sup>2</sup>	<i>Modulo elastico secants medio</i>

**Tempo e ambiente**

$t_s$	=	2	gg	<i>età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento</i>
$t_0$	=	2	gg	<i>età del calcestruzzo in giorni al momento del carico</i>
$t$	=	25550	gg	<i>età del calcestruzzo in giorni</i>
$h_0=2A_c/u$	=	1000	mm	<i>dimensione fittizia dell'elemento di cls</i>
$A_c$	=	500000	mm <sup>2</sup>	<i>sezione dell'elemento</i>
$u$	=	1000	mm	<i>perimetro a contatto con l'atmosfera</i>
$RH$	=	75	%	<i>umidità relativa percentuale</i>

Coefficiente di viscosità  $\phi(t, t_0)$  e modulo elastico  $EC_t$  a tempo "t"

$\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_c(t, t_0) =$	1.982	
$\phi_0 = \phi RH \beta_c(f_{cm}) \beta_c(t_0) =$	131.52	<i>coeff nominale di viscosità</i>
$\phi_{RH} = 1 + \left[ \frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 =$	1.228	<i>coeff che tiene conto dell'umidità</i>
$\alpha_1 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.7} & \text{per } f_{cm} > 35MPa \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35MPa \end{cases} =$	0.932	<i>coeff per la resistenza del cls</i>
$\alpha_2 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.2} & \text{per } f_{cm} > 35MPa \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35MPa \end{cases} =$	0.980	<i>coeff per la resistenza del cls</i>
$\beta_c(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} =$	2.700	<i>coeff che tiene conto della resistenza del cls</i>
$\beta_c(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} =$	0.649	<i>coeff. per l'evoluzione della viscosità nel tempo</i>
$t_o = t_0 \left( \frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0.5 =$	6.19	<i>coeff. per la variabilità della viscosità nel tempo</i>
$\alpha =$	1	<i>coeff per il tipo di cemento (-1 per classe S, 0 per classe N, 1 per classe R)</i>

**Relazione di calcolo scatolare**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN2700 001	A	30 di 65

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0.3} = 0.984 \quad \text{coeff per la variabilità della viscosità nel tempo}$$

$$\beta_H = 1.5[1 + (0.012 RH)^{18}] h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 = 1382.5 \quad \text{coeff che tiene conto dell'umidità relativa}$$

$$\alpha_3 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.5} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0.951 \quad \text{coeff per la resistenza del calcestruzzo}$$

Il modulo elastico a tempo "t" è pari a:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} = 11072916 \text{ kN/m}^2$$

Deformazioni di ritiro

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.000337 \quad \text{deformazioni di ritiro } \varepsilon(t, t_0)$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_b \varepsilon_{ca,0} = 0.000285 \quad \text{deformazioni al ritiro per essiccamento}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left[ \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \right] = 0.952825$$

$$K_b = 0.7 \quad \text{parametro che dipende da } h_0 \text{ secondo il prospetto seguente}$$

Valori di  $k_b$

$h_0$	$k_b$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥500	0,70

Valori di  $K_b$  intermedi a quelli del prospetto vengono calcolati tramite interpolazione lineare

$$\varepsilon_{ca,0} = 0.85 \left[ (200 + 100 \alpha_{ds1}) \exp(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}) \right] 10^{-6} \beta_{RH} = 0.000428$$

$$\beta_{RH} = 1.55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH0} \right)^3 \right] = 0.896094$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ Mpa}$$

$$RH0 = 100 \%$$

$$\alpha_{ds1} = 6 \quad \text{coeff per il tipo di cemento (3 per classe S, 4 per classe N, 6 per classe R)}$$

$$\alpha_{ds2} = 0.11 \quad \text{coeff per il tipo di cemento (0.13 per classe S, 0.12 per classe N, 0.11 per classe R)}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca,00} = 0.000052 \quad \text{deformazioni dovuta al ritiro autogeno}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) = 1$$

$$\varepsilon_{ca,00} = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 0.000052$$

Variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

$$\Delta T_{\text{ritiro}} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) E_{cm}}{(1 + \varphi(t, t_0)) E_{cm} \alpha} = -11.31 \text{ } ^\circ\text{C}$$

### 7.3.9 Azione Termica

Si applica ai piedritti ed alla soletta superiore una variazione termica di +/-15°C.

### 7.4 Azione sismica inerziale

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

Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h * W$

Forza sismica verticale  $F_v = k_v * W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:  $k_h = a_{max}/g$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h$$

Con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 17/01/2018 viene assegnata all'opera una vita nominale  $V_N \geq 75$  anni ed una II classe d'uso  $C_u = 1$ ; segue un periodo di riferimento  $V_R = V_N * C_u = 75$  anni

A seguito di tale assunzione si ottiene allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari a  $a_g = 0.071$  g.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S * a = S_s * S_t * a_g$$

dove assumendo un terreno di tipo C ed in base al fattore di amplificazione del sito  $F_o$  si ottiene:

$S_s = 1.200$  Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T = 1$  Coefficiente di amplificazione topografica

ne deriva che:

$$a_{max} = 1.200 * 1 * 0.071 \text{ g} = 0.085 \text{ g}$$

$$k_h = a_{max}/g = 0.085$$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.099$$

### Sisma orizzontale

$$\begin{aligned}
 F_{sis} &= a_{max} * \gamma * (H_{tot}) &= 5.11 & \text{kN/m} & \text{(carico applicato sulla parete)} \\
 F_{inp} &= \alpha * S_p * \gamma * 1m &= 1.07 & \text{kN/m} & \text{(inerzia piedritti)} \\
 \text{Totale} &= & \mathbf{6.18} & \text{kN/m} & \text{(piedritto sx)} \\
 \text{Totale} &= & \mathbf{1.07} & \text{kN/m} & \text{(piedritto dx)} \\
 F_Q &= \alpha * Q_v * 0.2 * 1m &= 0.36 & \text{kN/m} & \text{(inerzia treno)} \\
 F_{inr} &= \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m &= 6.68 & \text{kN/m} & \text{(inerzia ballast + ricoprimento)} \\
 F_{ins} &= \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m &= 1.07 & \text{kN/m} & \text{(inerzia soletta superiore)} \\
 \text{Totale} &= & \mathbf{8.11} & \text{kN/m} & \text{(soletta superiore)}
 \end{aligned}$$

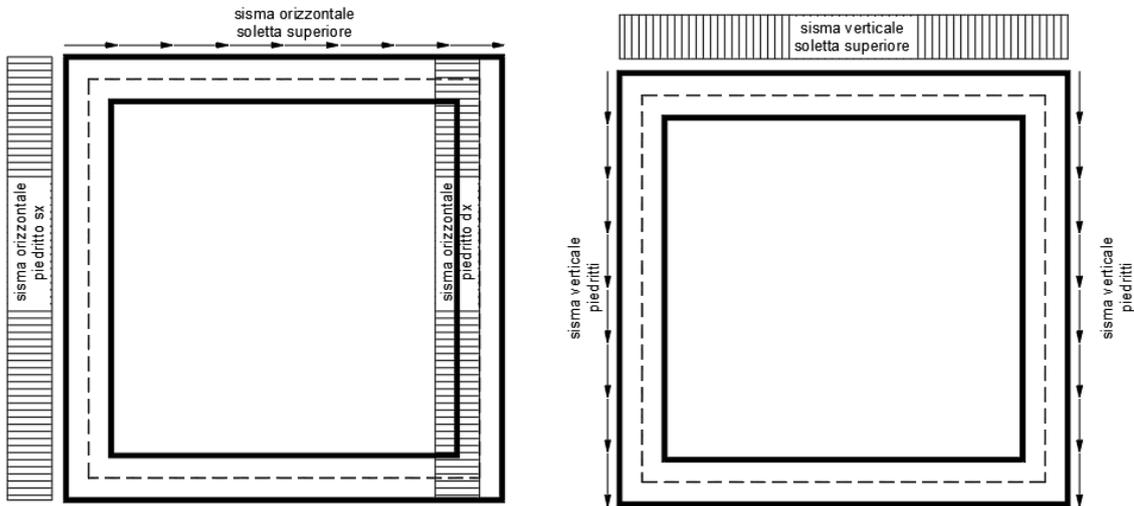
Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto sinistro e soletta superiore con valore pari a 1.54 kN ed inferiore con valore pari a 1.54 kN. Si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto destro e soletta superiore con valore pari a 0.27 kN ed inferiore con valore pari a 0.27 kN.

### Sisma verticale

$$\begin{aligned}
 F_{inp} &= 0.5 * \alpha * S_p * \gamma * 1m &= 0.53 & \text{kN/m} & \text{(inerzia piedritti)} \\
 F_Q &= 0.5 * \alpha * Q_v * 0.2 * 1m &= 0.18 & \text{kN/m} & \text{(inerzia treno)} \\
 F_{inr} &= 0.5 * \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m &= 3.34 & \text{kN/m} & \text{(inerzia ballast + ricoprimento)} \\
 F_{ins} &= 0.5 * \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m &= 0.53 & \text{kN/m} & \text{(inerzia soletta superiore)} \\
 \text{Totale} &= & \mathbf{4.05} & \text{kN/m} & \text{(soletta superiore)}
 \end{aligned}$$

Per tenere in conto le carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 1.01 kN.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:  $G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$



### 7.5 Spinta sismica terreno

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

$$\Delta S_E = (a_{\max}/g) * \gamma * H_{\text{tot}}^2 = 15.34 \text{ kN/m}$$

Tale risultante applicata ad un'altezza pari ad  $H_{\text{tot}}/2$ .sarà considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera.

## 8 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, utilizzata nella verifica a Fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

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

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.3 \times E_Z$$

avendo indicato con  $E_Y$  e  $E_Z$  rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

I coefficienti di amplificazione dei carichi  $\gamma$  e i coefficienti di combinazione  $\psi$  sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura scatolare si è fatto riferimento alla combinazione A1 STR (Approccio 1 – Combinazione 1) per le verifiche strutturali ed A1 GEO (Approccio 1 – Combinazione 2) per le verifiche geotecniche.

**Tabella 5.2.V** – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica (da DM 17/01/2018)

		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

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

**Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni (da DM 17/01/2018)**

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	$gr_1$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_2$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	$gr_3$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_4$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

Nella combinazione sismica le azioni indotte dal traffico ferroviario sono combinate con un coefficiente  $\psi_2 = 0.2$  (punto 3.2.4 del DM 17/01/2018) coerentemente con l'aliquota di massa afferente ai carichi da traffico.

Le azioni descritte nel paragrafo precedente ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

**Tabella 2 – Riepilogo condizioni di carico**

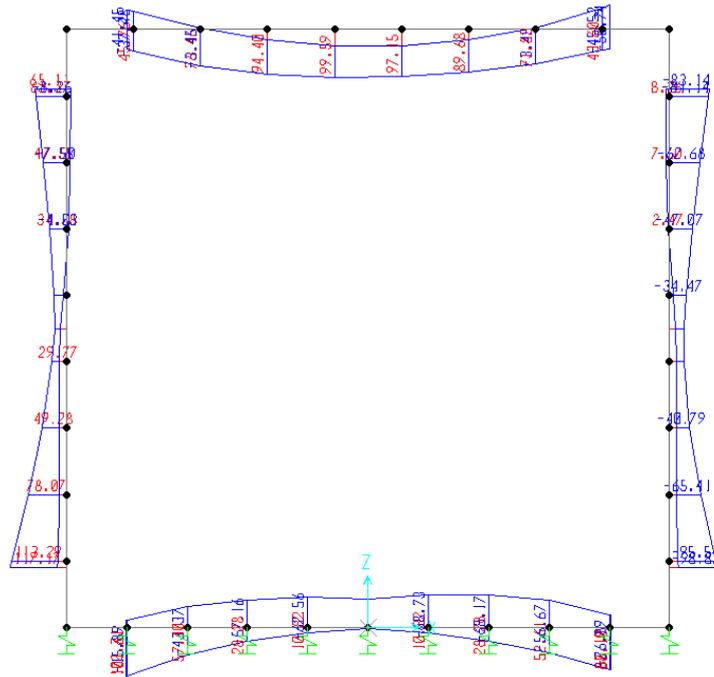
Tipo Carico	Abbreviazione
Peso proprio	DEAD
Carichi permanenti	PERM
Falda	FALDA
Spinta terreno sinistra	STS
Spinta terreno destra	STD
Carico Ferroviario Centrato	TRM
Carico Ferroviario Laterale	TRV
Sovraccarico accidentale sinistra	SAS
Sovraccarico accidentale destra	SAD
Traffico Stradale	TRAF
Ritiro	RIT
Variazione termica	$\Delta T$
Avviamento e frenatura	AVV
Azione sismica orizzontale	$E_H$
Azione sismica verticale	$E_V$

Si riportano di seguito le combinazioni di carico ritenute più significative con i coefficienti di combinazione  $\gamma \cdot \psi$ . Essendo la struttura simmetrica, si adottano tipologie di combinazione asimmetriche in modo da massimizzare le sollecitazioni. Il dimensionamento delle armature e le verifiche strutturali verranno poi eseguite tenendo conto della simmetria e verificando le condizioni peggiori per ogni lato della struttura.

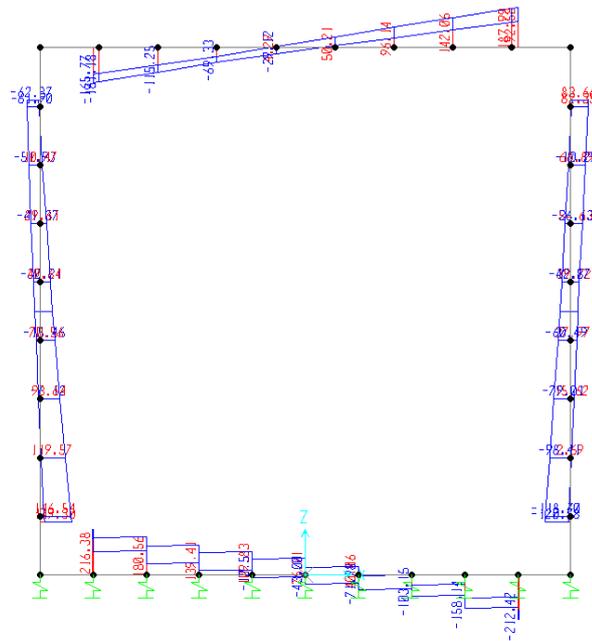
**Tabella 3 - Combinazioni di carico**

COMB	DEAD	STS	STD	RIT	$\Delta T$	PERM	FALDA	TRM	TRV	SAS	SAD	TRAF	AVV	$E_H$	$E_V$
n° 1 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	1.50	1.50	-	-	-	-	-	-		-	-
n° 2 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	1.50	1.50	-								
n° 3 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	1.50	1.50									
n° 04 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	1.50	1.50	1.35	-	-	-	-	-		-	-
n° 05 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	1.50	1.50	1.35								
n° 06 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	1.50	1.50	1.35								
n° 07 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.45	-	1.45	1.45	-	1.45	-	-
n° 08 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	1.45	-	1.45	1.45		1.45		
n° 09 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.45	-	1.45	1.45		1.45		
n° 10 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.45	1.45	1.45	1.01	1.45	-	-
n° 11 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.45	1.45	1.45	1.01	1.45		
n° 12 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.45	1.45	1.45	1.01	1.45		
n° 13 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.45	-	1.45	-	1.01	1.45	-	-
n° 14 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	1.45	-	1.45	-	1.01	1.45	-	-
n° 15 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.45	-	1.45	-	1.01	1.45	-	-
n° 16 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20	-	0.20	-	-	0.20	1.00	0.30
n° 17 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20	-	0.20	-	-	0.20	1.00	-0.30
n° 18 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	0.20	-	0.20	-	-	0.20	1.00	0.30
n° 19 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	0.20	-	0.20	-	-	0.20	1.00	-0.30
GEO	1.00	1.30	1.00	1.00	0.60	1.30	1.00	1.25	-	1.25	-	-	1.25	-	-
GEO - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20		0.20			0.20	1.00	0.30
SLE - Q.P.	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	-	0.00	-	-	0.00	-	-
SLE - Frequente	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.80	-	0.80	-	-	0.80	-	-
SLE - Rara	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-

## 9 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI



**Fig. 2 – Involuppo momenti flettenti SLU**



**Fig. 3 – Involuppo sforzi taglianti SLU**

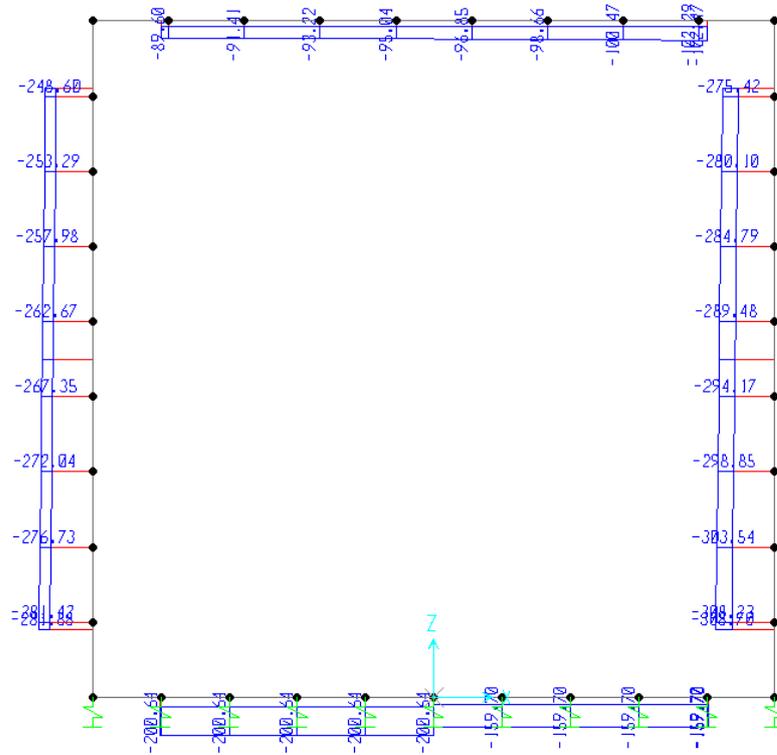


Fig. 4 – Involuppo azioni assiali SLU

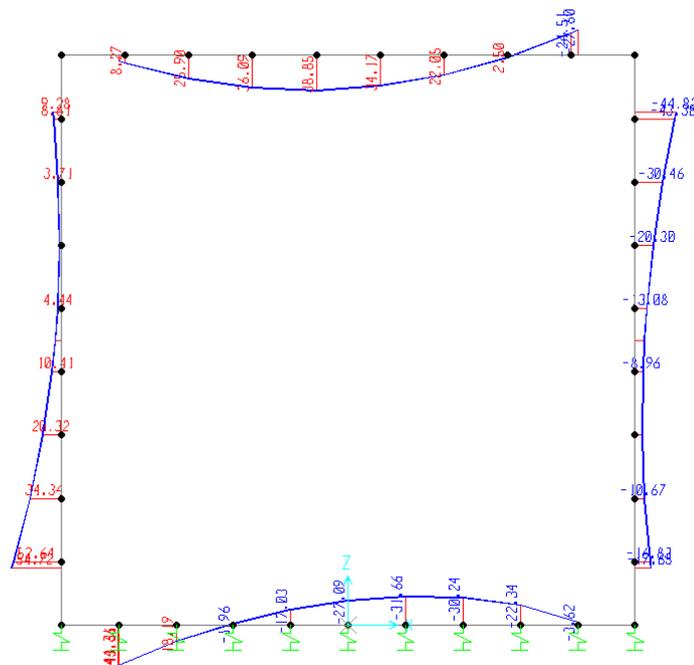


Fig. 5 – Involuppo momenti flettenti SLV

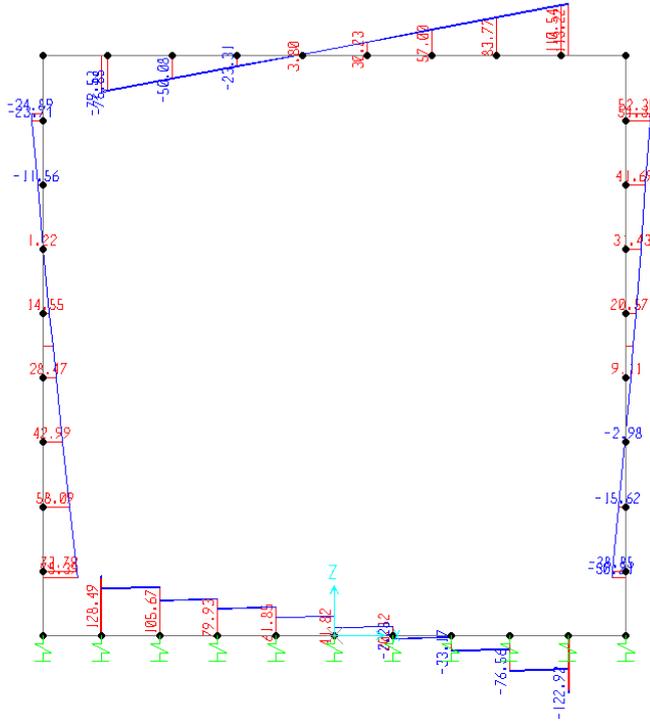


Fig. 6 – Involuppo sforzi taglienti SLV

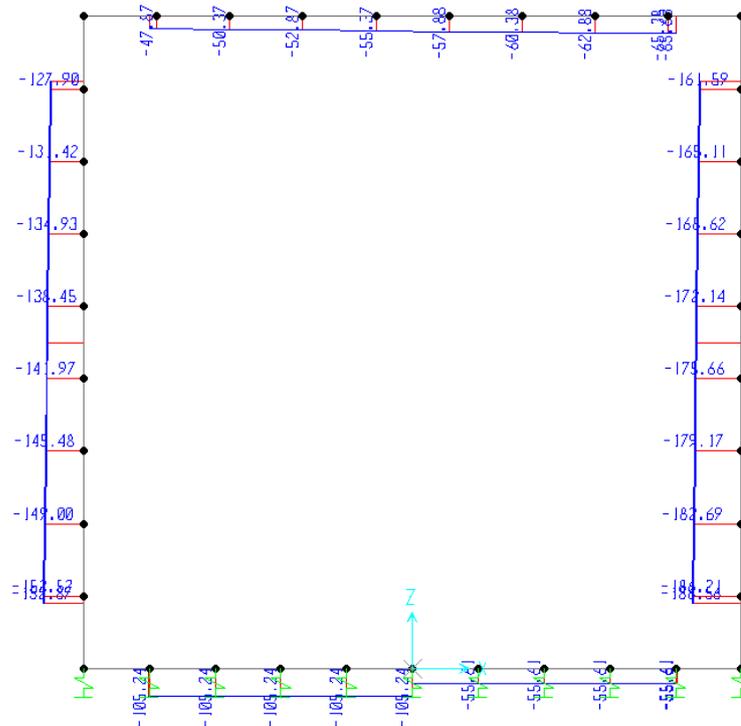
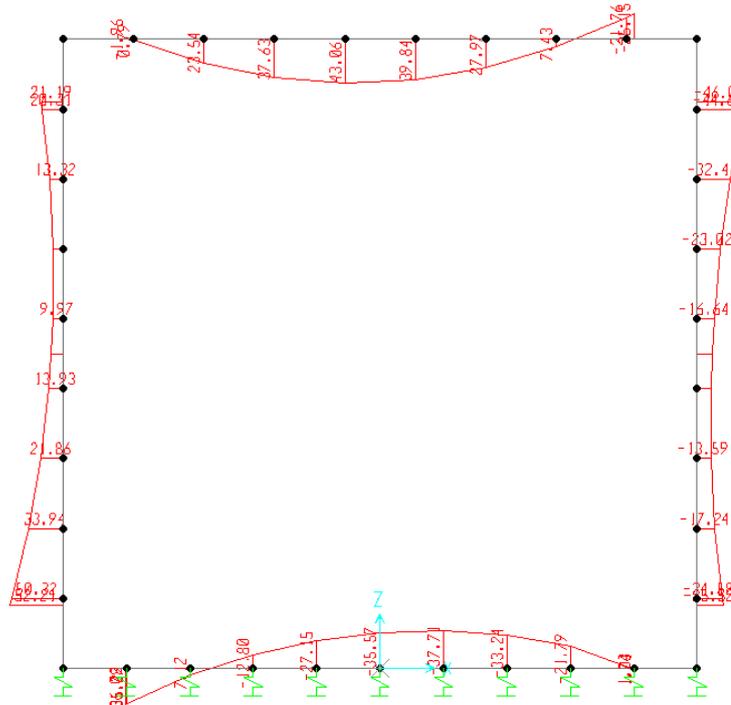
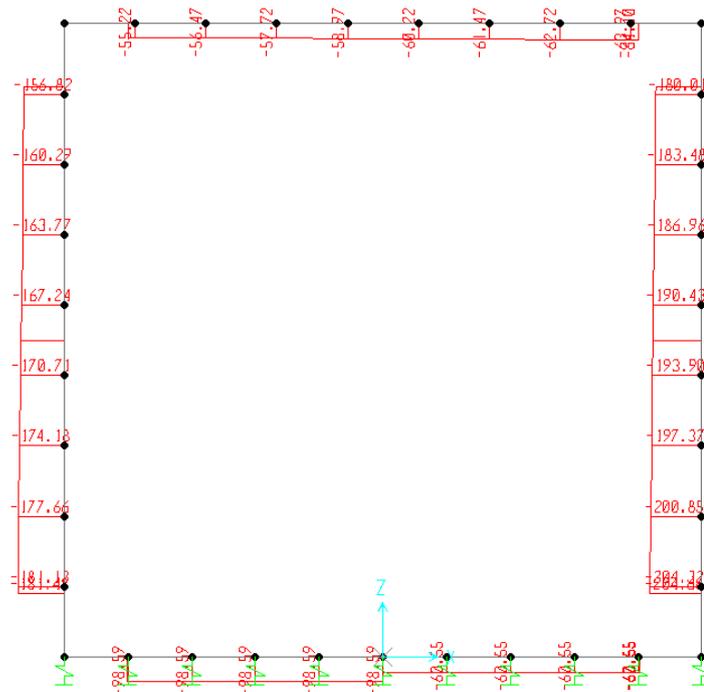


Fig. 7 – Involuppo azioni assiali SLV



**Fig. 8 – Involuppo momenti flettenti SLE rara**



**Fig. 9 – Involuppo azioni assiali SLE rara**

## 10 VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Nelle tabelle seguenti sono indicati i valori delle sollecitazioni massime e i valori delle sollecitazioni per la verifica a fessurazione risultanti dalle combinazioni di cui al capitolo precedente.

Per le verifiche in corrispondenza dei nodi si considerano le sollecitazioni a filo elemento rigido.

SLU STR-SLV				
Elemento	C.C. $M_{max}$	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	$T_{max}$
soletta inferiore	SLU14-STR2	254.20	117.17	216.38
	SLU03-STR2	224.72	-98.87	-
soletta superiore	SLU13-STR	102.47	-50.74	192.58
	SLU14-STR2	48.89	99.59	-
piedritti	SLU17-SIS2	127.60	-8.30	149.30
	SLU14-STR2	254.20	117.17	149.30
	SLU03-STR2	224.72	98.87	120.78
	SLU03-STR2	191.44	-8.26	120.78

Elemento	SLE RARA		SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE		
	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	ID Asta	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	ID Asta	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)
soletta inferiore	181.48	71.61	soletta	177.41	66.13	soletta	36.45	57.30
	179.67	-46.04	inferiore	195.96	-44.78	inferiore	169.85	-49.20
soletta superiore	64.10	-25.15	soletta	60.28	-20.41	soletta	53.67	-12.26
	39.54	67.37	superiore	39.99	63.33	superiore	36.45	57.30
piedritti	160.30	-0.19	piedritti	156.23	1.73	piedritti	147.51	3.81
	181.48	71.61		177.41	66.13		165.22	54.54
	179.67	46.04		195.96	44.78		169.85	49.20
	193.90	13.44		181.73	12.60		152.15	6.44

## 10.1 Verifica soletta inferiore

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	8.500	MPa
	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	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	165.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	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 $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa	

### 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	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.0	8.0	14
2	-42.0	42.0	14
3	42.0	42.0	14
4	42.0	8.0	14

### 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

**Relazione di calcolo scatolare**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IN2700 001	A	44 di 65

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	14
2	2	3	8	14

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	254.20	117.17	216.38
2	224.72	-98.87	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	181.48	71.61	0.00
2	179.67	-46.04	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	177.41	66.13 (177.24)	0.00 (0.00)
2	195.96	-44.78 (-218.67)	0.00 (0.00)

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	36.45	57.30 (144.21)	0.00 (0.00)
2	169.85	-49.20 (-193.93)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.9 cm

Copriferro netto minimo staffe: 6.5 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  
 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  
 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 Totale Area totale barre longitudinali [cm<sup>2</sup>]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	254.20	117.17	254.08	297.44	2.54	30.8(15.0)
2	S	224.72	-98.87	225.02	-292.23	2.96	30.8(15.0)

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

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 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	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	50.0	-0.00041	-42.0	42.0	-0.01705	-42.0	8.0
2	0.00350	-50.0	0.0	-0.00047	-42.0	8.0	-0.01734	42.0	42.0

### 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	0.000489362	-0.020968076	----	----
2	0.000000000	-0.000496087	0.003500000	----	----

### VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
 Ved Taglio di progetto [kN] = Vy ortogonale all'asse neutro  
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]  
 Vvd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]  
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.  
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.  
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.

**Relazione di calcolo scatolare**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN2700 001	A	46 di 65

L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	216.38	1181.49	230.49	47.1  39.1	100.0	2.500	1.030	5.7	6.0(0.0)
2	S	0.00	1709.08	92.29	47.2  39.2	100.0	1.000	1.026	0.0	6.0(0.0)

**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	2.95	-50.0	50.0	-66.5	-42.0	8.0	1095	15.4
2	S	1.82	-50.0	0.0	-26.3	32.7	42.0	945	15.4

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

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	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	-0.00044	0	0.500	14.0	73	0.00020 (0.00020)	417	0.083 (0.20)	174.34	0.00
2	S	-0.00018	0	0.500	14.0	73	0.00008 (0.00008)	394	0.031 (0.20)	-205.25	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.72	-50.0	50.0	-58.6	-32.7	8.0	1095	15.4
2	S	1.74	-50.0	0.0	-21.0	32.7	42.0	895	15.4

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00039	0	0.500	14.0	73	0.00018 (0.00018)	417	0.073 (0.20)	177.24	0.00
2	S	-0.00015	0	0.500	14.0	73	0.00006 (0.00006)	387	0.024 (0.20)	-218.67	0.00

**Relazione di calcolo scatolare**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN2700 001	A	47 di 65

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.42	-50.0	50.0	-86.6	-32.7	8.0	1245	15.4
2	S	1.97	-50.0	0.0	-33.5	32.7	42.0	995	15.4

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00055	0	0.500	14.0	73	0.00026 (0.00026)	441	0.114 (0.20)	144.21	0.00
2	S	-0.00023	0	0.500	14.0	73	0.00010 (0.00010)	402	0.040 (0.20)	-193.93	0.00

Si adottano spille 8Ø10/m<sup>2</sup>

**10.2 Verifica soletta superiore**

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	8.500 MPa
	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
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	165.00 daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	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:
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
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:		337.50 MPa

**CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO**

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C30/37	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0

**Relazione di calcolo scatolare**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN2700 001	A	48 di 65

2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

**DATI BARRE ISOLATE**

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.0	8.0	14
2	-42.0	42.0	14
3	42.0	42.0	14
4	42.0	8.0	14

**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	14
2	2	3	8	14

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	102.47	-50.74	192.58
2	48.89	99.59	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	64.10	-25.15	0.00
2	39.54	67.37	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	60.28	-20.41 (-182.77)	0.00 (0.00)

**Relazione di calcolo scatolare**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IN2700 001	A	49 di 65

2 39.99 63.33 (144.15) 0.00 (0.00)

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	53.67	-12.26 (-218.72)	0.00 (0.00)
2	36.45	57.30 (144.21)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.9 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 6.5 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  
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  
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 Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	102.47	-50.74	102.54	-270.20	5.33	30.8(15.0)
2	S	48.89	99.59	48.68	260.49	2.62	30.8(15.0)

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

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
Xc max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
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	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	0.0	-0.00069	-42.0	8.0	-0.01852	42.0	42.0
2	0.00350	-50.0	50.0	-0.00080	-42.0	42.0	-0.01907	-42.0	8.0

**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

**Relazione di calcolo scatolare**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN2700 001	A	50 di 65

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000524176	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000537430	-0.023371492	----	----

**VERIFICHE A TAGLIO**

Ver	S = comb. verificata / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = $V_y$ ortogonale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d   z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro   Braccio coppia interna [cm] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore $L/d_{max}$ con $L$ =lunghezza legatura proiettata sulla direz. del taglio e $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	192.58	1166.65	231.60	47.3  39.3	100.0	2.500	1.012	5.0	6.0(0.0)
2	S	0.00	1683.92	92.80	47.4  39.4	100.0	1.000	1.006	0.0	6.0(0.0)

**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 [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] 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	1.04	-50.0	0.0	-23.2	32.7	42.0	1095	15.4
2	S	2.84	-50.0	50.0	-102.9	-32.7	8.0	1245	15.4

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

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a $f_{ctm}$ 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	Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e <sub>sm</sub> - e <sub>cm</sub>	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 = $s_r \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(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]

**Relazione di calcolo scatolare**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN2700 001	A	51 di 65

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00015	0	0.500	14.0	73	0.00007 (0.00007)	417	0.029 (0.20)	-174.62	0.00
2	S	-0.00065	0	0.500	14.0	73	0.00031 (0.00031)	441	0.136 (0.20)	143.57	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.83	-50.0	0.0	-16.6	32.7	42.0	1045	15.4
2	S	2.67	-50.0	50.0	-95.8	-42.0	8.0	1245	15.4

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00011	0	0.500	14.0	73	0.00005 (0.00005)	410	0.020 (0.20)	-182.77	0.00
2	S	-0.00061	0	0.500	14.0	73	0.00029 (0.00029)	441	0.127 (0.20)	144.15	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.48	-50.0	0.0	-5.7	32.7	42.0	895	15.4
2	S	2.42	-50.0	50.0	-86.6	-32.7	8.0	1245	15.4

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00004	0	0.500	14.0	73	0.00002 (0.00002)	387	0.007 (0.20)	-218.72	0.00
2	S	-0.00055	0	0.500	14.0	73	0.00026 (0.00026)	441	0.114 (0.20)	144.21	0.00

Si adottano spille 8Ø10/mq

### 10.3 Verifica piedritti

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	8.500 MPa
	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
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	165.00 daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	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

**Relazione di calcolo scatolare**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN2700 001	A	52 di 65

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 $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa

**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	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

**DATI BARRE ISOLATE**

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.0	8.0	14
2	-42.0	42.0	14
3	42.0	42.0	14
4	42.0	8.0	14

**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	2	3	3	14
2	1	4	8	14

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	127.60	-8.30	149.30
2	254.20	117.17	149.30
3	22.72	98.87	120.78
4	191.44	-8.26	120.78

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	160.30	-0.19	0.00
2	181.48	71.61	0.00
3	179.67	46.04	0.00
4	193.90	13.44	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	156.23	1.73 (-182.77)	0.00 (0.00)
2	177.41	66.13 (172.80)	0.00 (0.00)
3	195.96	44.78 (210.91)	0.00 (0.00)
4	181.73	12.60 (0.00)	0.00 (0.00)

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	147.51	3.81 (-218.72)	0.00 (0.00)
2	165.22	54.54 (179.43)	0.00 (0.00)
3	169.85	49.20 (188.26)	0.00 (0.00)
4	152.15	6.44 (0.00)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.9 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 6.5 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  
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  
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 Totale Area totale barre longitudinali [cm<sup>2</sup>]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
--------	-----	---	----	-------	--------	----------	-----------

**Relazione di calcolo scatolare**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 29	CL	IN2700 001	A	54 di 65

1	S	127.60	-8.30	127.84	-169.16	22.15	23.1(15.0)
2	S	254.20	117.17	254.39	296.65	2.51	23.1(15.0)
3	S	22.72	98.87	22.69	253.75	2.56	23.1(15.0)
4	S	191.44	-8.26	191.61	-180.70	24.89	23.1(15.0)

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

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
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	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	0.0	-0.00125	-42.0	8.0	-0.02141	42.0	42.0
2	0.00350	-50.0	50.0	-0.00058	-42.0	42.0	-0.01790	-42.0	8.0
3	0.00350	-50.0	50.0	-0.00123	-42.0	42.0	-0.02135	-42.0	8.0
4	0.00350	-50.0	0.0	-0.00111	-42.0	8.0	-0.02073	42.0	42.0

**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	-0.000593213	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000509538	-0.021976917	----	----
3	0.000000000	0.000591630	-0.026081517	----	----
4	0.000000000	-0.000576794	0.003500000	----	----

**VERIFICHE A TAGLIO**

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = $V_y$ ortogonale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d   z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro   Braccio coppia interna [cm] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore $L/d_{max}$ con $L$ =lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	149.30	1179.30	233.44	47.6   39.6	100.0	2.500	1.015	3.9	6.0(0.0)
2	S	149.30	1184.91	231.15	47.3   39.3	100.0	2.500	1.030	3.9	6.0(0.0)

**Relazione di calcolo scatolare**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN2700 001	A	55 di 65

3	S	120.78	1164.78	233.40	47.6	39.6	100.0	2.500	1.003	3.1	6.0(0.0)
4	S	120.78	1186.02	233.04	47.6	39.6	100.0	2.500	1.023	3.1	6.0(0.0)

**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 [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] 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	0.31	-50.0	50.0	4.4	32.7	8.0	---	---
2	S	3.08	-50.0	50.0	-66.4	-32.7	8.0	1095	15.4
3	S	1.90	-50.0	50.0	-26.6	-42.0	8.0	945	15.4
4	S	0.68	-50.0	50.0	2.3	-42.0	8.0	---	---

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

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a $f_{ctm}$
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; = $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	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	-0.00015	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	-174.62	0.00
2	S	-0.00044	0	0.500	14.0	73	0.00020 (0.00020)	417	0.083 (0.20)	170.10	0.00
3	S	-0.00019	0	0.500	14.0	73	0.00008 (0.00008)	394	0.031 (0.20)	198.66	0.00
4	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.34	-50.0	50.0	3.9	23.3	8.0	---	---
2	S	2.83	-50.0	50.0	-58.6	-32.7	8.0	1095	15.4
3	S	1.82	-50.0	50.0	-21.3	-42.0	8.0	895	15.4
4	S	0.63	-50.0	50.0	2.2	-42.0	8.0	---	---

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00011	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	-182.77	0.00
2	S	-0.00039	0	0.500	14.0	73	0.00018 (0.00018)	417	0.073 (0.20)	172.80	0.00

**Relazione di calcolo scatolare**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN2700 001	A	56 di 65

3	S	-0.00015	0	0.500	14.0	73	0.00006 (0.00006)	387	0.025 (0.20)	210.91	0.00
4	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.37	-50.0	50.0	3.2	-42.0	8.0	---	---
2	S	2.31	-50.0	50.0	-43.2	-42.0	8.0	1045	15.4
3	S	2.06	-50.0	50.0	-33.7	-42.0	8.0	995	15.4
4	S	0.44	-50.0	50.0	2.7	-42.0	8.0	---	---

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00004	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	-218.72	0.00
2	S	-0.00029	0	0.500	14.0	73	0.00013 (0.00013)	410	0.053 (0.20)	179.43	0.00
3	S	-0.00023	0	0.500	14.0	73	0.00010 (0.00010)	402	0.041 (0.20)	188.26	0.00
4	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

Si adottano spille 8Ø10/mq

**10.4 Tabella riepilogativa incidenza ferri**

	Inc. Armature [kg/mc]
Soletta inf.	80
Soletta sup.	80
Piedritto	65

(per il quantitativo di armatura secondaria si assume il 20% di quella principale; si aggiunge al quantitativo di armatura principale e secondaria un 15% per sovrapposizioni/legature)

Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN2700 001	A	57 di 65

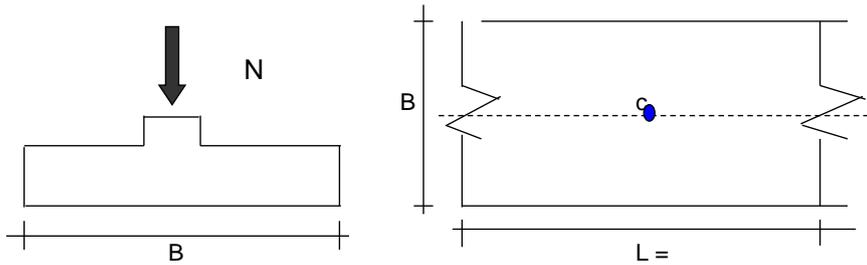
## 11 VERFICHE GEOTECNICHE

Peso	3	x	3 =	9.00 mq					
	2	x	2 =	-4.00 mq					
				<u>5.00 mq</u>					
					Peso	125 kN	x	$\gamma$	SLE
								1	125.00 kN
Ballast	0.8	x	3 x	18		43.2 kN			
Ricoprimento	3.2	x	3 x	20		<u>192 kN</u>			
						235.2 kN	x	1	235.20 kN
									<u>360.20 kN</u>

### 11.1 Verifica dei cedimenti a lungo termine

**CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME**

**LAVORO:**



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

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

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

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

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

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

**DATI DI INPUT:**

B = 3.00 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 360.20 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 120.07 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

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

Strato	Litologia	Spessore	da z <sub>i</sub>	a z <sub>i+1</sub>	Δz <sub>i</sub>	E	v	δ <sub>ci</sub>
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1		0.50	0.0	0.5	1.0	18000	0.30	0.00
2		2.50	0.5	3.0	1.0	26000	0.25	0.93
3		9.00	3.0	12.0	1.0	35000	0.30	0.77
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.25	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

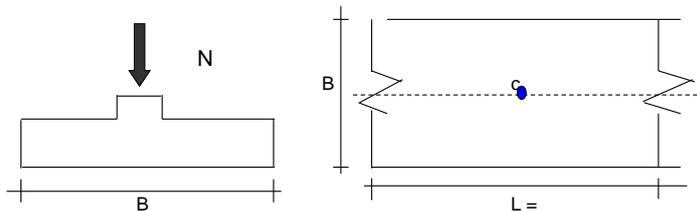
$$\delta_{\text{ctot}} = 1.70 \text{ (cm)}$$

## 11.2 Verifica dei cedimenti a breve termine

Il cedimento non drenato a breve termine riguarda solo le unità superficiali P1 e U1a.

### CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME

#### LAVORO:



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

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

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

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

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

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

#### DATI DI INPUT:

B = 3.00 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 360.20 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 120.07 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

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

Strato	Litologia	Spessore	da z <sub>i</sub>	a z <sub>i+1</sub>	Δz <sub>i</sub>	E	ν	δ <sub>ci</sub>
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1		0.50	0.0	0.5	1.0	36000	0.30	0.00
2		2.50	0.5	3.0	1.0	54000	0.25	0.45
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.30	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.25	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{tot} = 0.45 \text{ (cm)}$$

Per l'andamento dei cedimenti nel tempo vedasi "Relazione di Calcolo Rilevati ferroviari" NR1J01D29CLGE0005001B.

### 11.3 Verifica di portanza

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

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

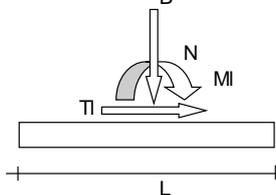
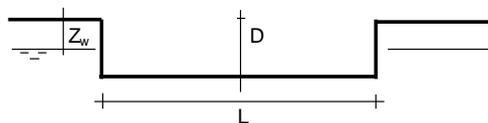
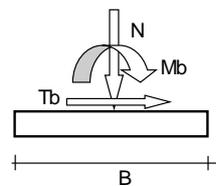
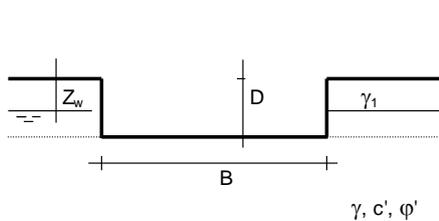
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

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

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

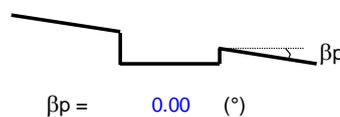
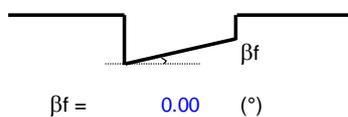
**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno		resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme  $L = 100$  m)

B = 3.00 (m)  
L = 1.00 (m)  
D = 7.00 (m)



**Relazione di calcolo scatolare**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN2700 001	A	61 di 65

**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	585.32		585.32
Mb [kNm]	0.00		0.00
Ml [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	0.00		0.00
Tl [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 17.00 \quad (\text{kN/mc})$$

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 10.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 10.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 25.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_c = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 3.00 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 119.00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

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

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

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

$$N_q = 11.85$$

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

$$N_c = 22.25$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 12.54$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.18$$

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

$$s_q = 1.16$$

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

$$s_\gamma = 0.87$$

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

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

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

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

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

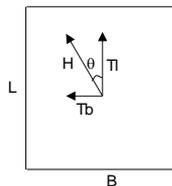
$$i_q = 1.00$$

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

$$i_c = 1.00$$

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

$$i_\gamma = 1.00$$



**Relazione di calcolo scatolare**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN2700 001	A	62 di 65

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

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

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

$$d_q = 1.44$$

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

$$d_c = 1.48$$

$$d_r = 1$$

$$d_r = 1.00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>r</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_r = b_q$$

$$b_r = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>r</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_r = g_q$$

$$g_r = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 2841.28 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = 195.11 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 1235.34 \geq q = 195.11 \quad (\text{kN/m}^2)$$

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

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

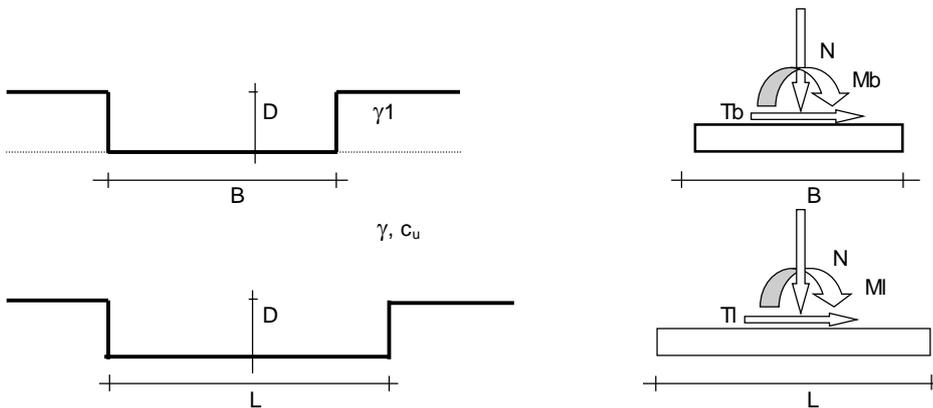
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = Ml/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

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

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

**coefficienti parziali**

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



(Per fondazioni nastriformi  $L=100$  m)

B = 3.00 (m)  
L = 1.00 (m)  
D = 7.00 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	585.32	0.00	585.32
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
Ml [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
Tl [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 17.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 17.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 40.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 40.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 3.00 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 119.00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

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

**Nc : coefficiente di capacità portante**

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

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

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

$$s_c = 1.07$$

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

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

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

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

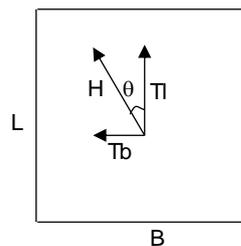
$$m = 1.75$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e

$m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri casi)

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

$$i_c = 1.00$$



Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NRIJ	01 D 29	CL	IN2700 001	A	65 di 65

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

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

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

$$d_c = 1.57$$

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

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

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

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

***Carico limite unitario***

$$q_{lim} = 463.65 \quad (\text{kN/m}^2)$$

***Pressione massima agente***

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

$$q = 195.11 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 201.59 \geq q = 195.11 \quad (\text{kN/m}^2)$$