

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA

OPERE CIVILI

TOMBINI IDRAULICI

Tipologici tombini idraulici ferroviari e stradali

IN00 - Tombino idraulico ferroviario 4x3 da km 0+000 a km 8+920

Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

RS3E 50 D 29 CL IN0000 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	R. Michelangeli	Dicembre 2019	P. Di Nucci	Dicembre 2019	F. Sparacino	Dicembre 2019	F. Arduini Dicembre 2019

ITALFERR S.p.A.
Direzione Tecnica
Infrastrutture Centro
Dott. Ing. Fabrizio Arduini
Ufficio degli Impiegati e dei Progetti di Roma

INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3	MATERIALI.....	7
3.1	CALCESTRUZZO	7
3.2	ACCIAIO B450C.....	8
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	11
4.1	TERRENO DI RICOPRIMENTO/RINTERRO.....	11
4.2	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	11
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	13
5.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO.....	13
5.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	13
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 4.00X3.00M	18

7.3.1	<i>Spinta in presenza di falda</i>	23
7.3.3	<i>Treni di carico</i>	24
7.3.3.1	Treno di carico LM71	24
7.3.3.2	Verifica requisiti S.T.I. per opere minori sottobinario: Carico equivalente	26
7.3.4	<i>Spinta del terreno indotta dai treni di carico</i>	28
7.3.5	<i>Avviamento e frenatura</i>	30
7.3.6	<i>Serpeggio e centrifuga</i>	31
7.3.7	<i>Ritiro differenziale della soletta di copertura</i>	32
7.3.8	<i>Azione Termica</i>	34
8	COMBINAZIONI DI CARICO.....	37
9	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI	42
10	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.	46
10.1	VERIFICA SOLETTA INFERIORE.....	47
10.2	VERIFICA SOLETTA SUPERIORE	51
10.3	VERIFICA PIEDRITTI.....	56
10.4	TABELLA RIEPILOGATIVA INCIDENZA FERRI	61
11	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	61
11.1	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI	66

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 ferroviario scatolare tipologico, in riferimento al tombino scatolare alla progressiva 4+313.

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 14 gennaio 2008.

L'opera consiste in uno scatolare in c.a. gettato in opera. La sezione trasversale retta ha una larghezza interna di $L_{int} = 4.00$ m ed un'altezza netta di $H_{int} = 3.00$ m; lo spessore della platea di fondazione è di $S_f = 0.70$ m, lo spessore dei piedritti è di $S_p = 0.60$ m e lo spessore della soletta di copertura è di $S_s = 0.60$ m. Il ricoprimento, compreso tra soletta superiore e ballast, è pari ad 4.70m.

Nell'immagine seguente si riportano una sezione trasversale ed una longitudinale 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.

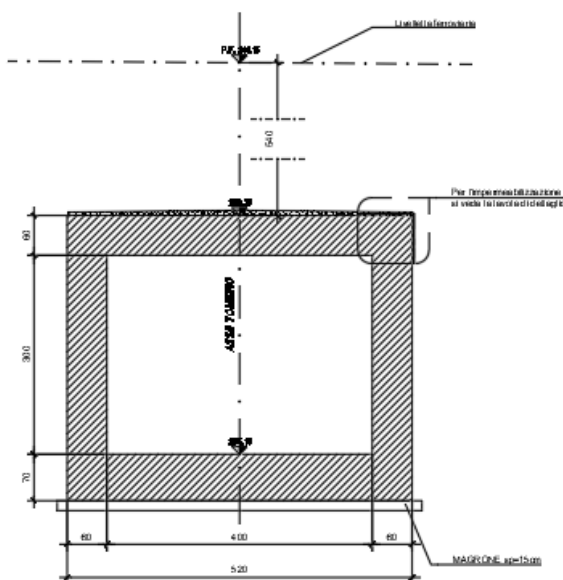


Fig. 1 – Sezione trasversale dell'opera

IN00 - Tombino idraulico ferroviario 4x3 da km 0+000 a km 8+920 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50 D 29	CL	IN000 001	A	5 di 67

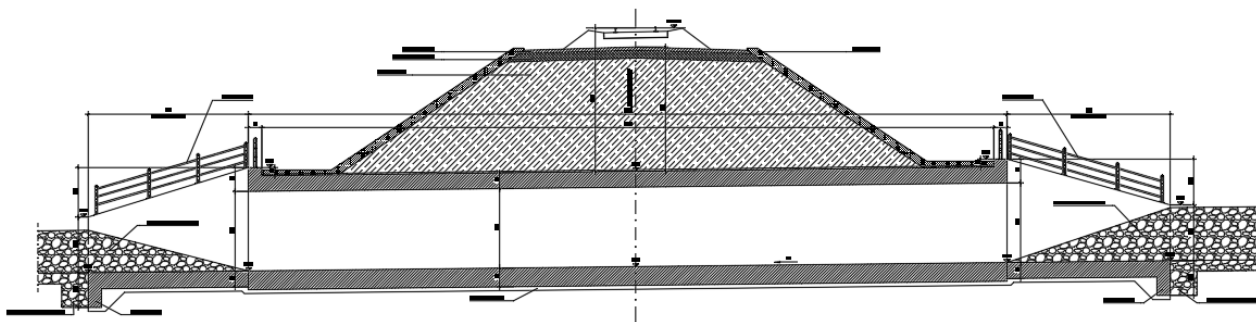


Fig. 2 - Sezione longitudinale

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 14/01/2008;
- 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. 02/02/2009 n.617: 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 ₂	ap. fessure	≤w ₃
		quasi permanente	ap. fessure	≤w ₁	ap. fessure	≤w ₂
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤w ₁	ap. fessure	≤w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w ₁
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w ₁

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 14.1.2008, 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. 14.1.2008, in accordo a quanto previsto al punto " C4.1.2.2.4.6 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.617/09.

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
$\varphi' = 38^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata

4.2 Interazione terreno-struttura

Per i parametri geologico-geotecnici si fa riferimento ad:

Unità ba – Argille limose (Alluvioni attuali e recenti)

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 50 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 25^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 40 \div 175 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$N_{spt} = 2 \div 30$	numero di colpi da prova SPT
$V_s = 70 \div 250 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 10 \div 120 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 25 \div 320 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale
$k = 10^{-8} \div 10^{-6} \text{ m/s}$	permeabilità

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

$$\begin{aligned}
 E &= 22000 \text{ kN/m}^2 \\
 \nu &= 0.3 \\
 B &= 5.2 \text{ m} \\
 L &= 28.6 \text{ m} \\
 L/B &= 5.50 \\
 c_t &= 1.76 \\
 K_w &= 2637 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

Cautelativamente si limita, ai fini del calcolo, il valore della costante di sottofondo a circa 2000 kN/m³.

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. 14gennaio 2008.

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 III a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II): $C_U = 1.5$.

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 $V_R = 75 \times 1.5 = 112.5$ anni

5.2 Parametri di pericolosità sismica

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi del D.M. 14-01-2008, 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 **C**

In accordo a quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 14.01.08, si ottiene per il sito in esame:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate: LONGITUDINE: 14.51949, LATITUDINE: 37.54259

Ricerca per comune: REGIONE: Sicilia, PROVINCIA: Catania, COMUNE: Randazzo

Elaborazioni grafiche: Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri

Elaborazioni: 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: media ponderata

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 : 1.5 info

Valori di progetto:

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : 112.5 info

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

Stati limite di esercizio - SLE: SLO - $P_{VR} = 81\%$: 68, SLD - $P_{VR} = 63\%$: 113

Stati limite ultimi - SLU: SLV - $P_{VR} = 10\%$: 1068, SLC - $P_{VR} = 5\%$: 2193

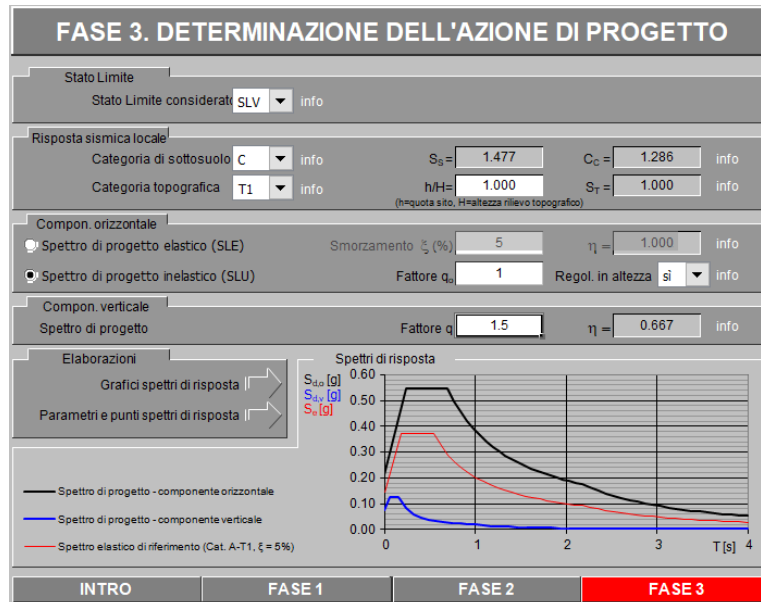
Elaborazioni: Grafici parametrizzazione, Grafici spettri di risposta, Tabella parametrizzazione

LEGENDA GRAFICO: ---□--- Strategia per costruzioni ordinarie, -.-.-■-.-.- Strategia scelta

Strategia di progettazione: 

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

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



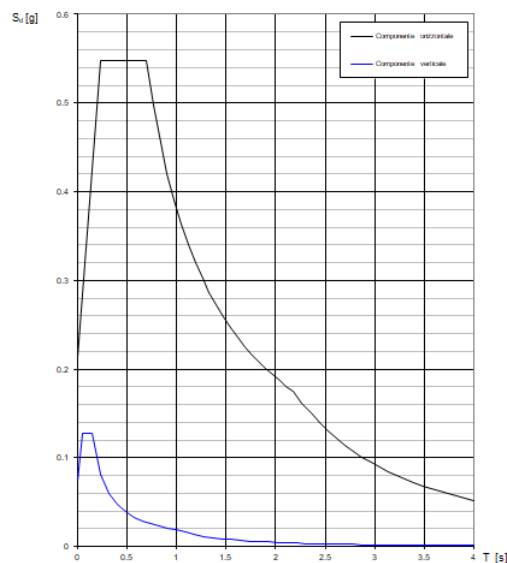
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0.145 g
F_n	2.564
T_n	0.541 s
S_s	1.477
C_c	1.286
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.477
η	1.000
T_B	0.232 s
T_C	0.696 s
T_D	2.179 s



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.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO – TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA TOMBINI IDRAULICI					
IN00 - Tombino idraulico ferroviario 4x3 da km 0+000 a km 8+920 - Relazione di calcolo	COMMESSA RS3E	LOTTO 50 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN000 001	REV. A	FOGLIO 16 di 67

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 è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto. È 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

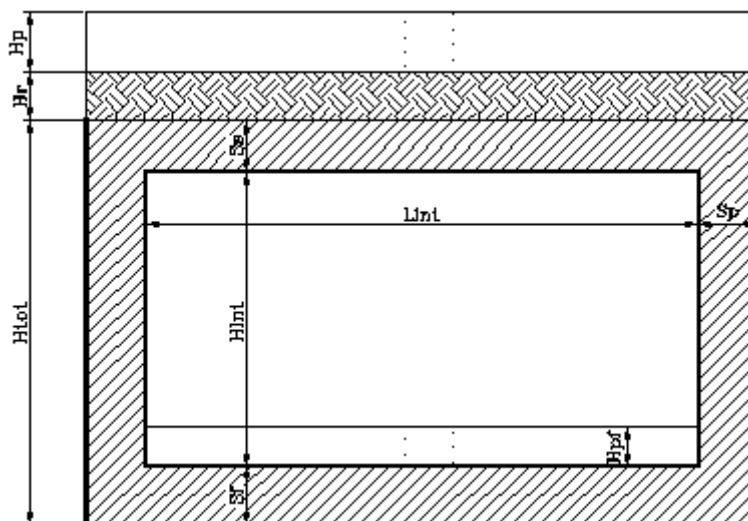
Per le verifiche delle sezioni si adotta il programma: "RC-SEC" – Autore GEOSTRU Software. ANALISI DEI CARICHI E FASI

7 TOMBINO SCATOLARE 4.00X3.00M

La sezione trasversale retta ha una larghezza interna di $L_{int} = 4.00$ m ed un'altezza netta di $H_{int} = 3.00$ m; lo spessore della platea di fondazione è di $S_f = 0.70$ m, lo spessore dei piedritti è di $S_p = 0.60$ m e lo spessore della soletta di copertura è di $S_s = 0.60$ 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}	5.20	m
larghezza utile scatolare	L_{int}	4.00	m
larghezza interasse	L_a	4.60	m
spessore soletta superiore	S_s	0.60	m
spessore piedritti	S_p	0.60	m
spessore fondazione	S_f	0.70	m
altezza totale scatolare	H_{tot}	4.30	m
altezza libera scatolare	H_{int}	3.00	m
			m
spessore ballast	$H_{p\sup}$	0.80	m
ricoprimento	$H_{R\sup}$	4.70	m
spessore pacchetto interno	$H_{p\inf}$	0.00	m
spessore ricoprimento interno	$H_{R\inf}$	0.00	m

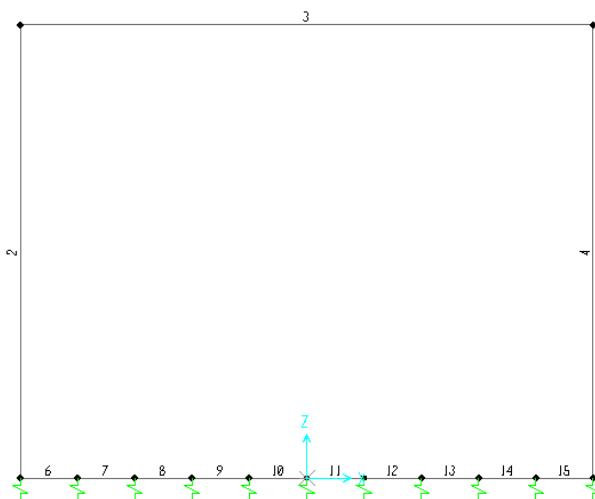
7.2 Modello di calcolo

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 rigidezza 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 $K = 2000 \text{ kN/mc}$ in funzione dell’interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

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

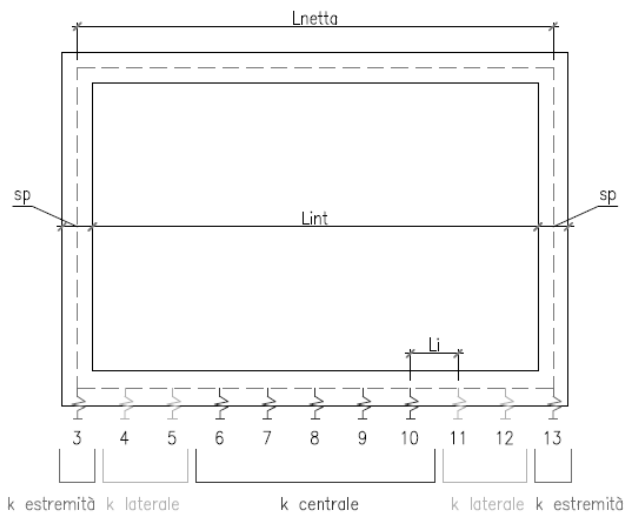
Molle centrali $k_1 = k * i$ [kN/m]

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

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

IN00 - Tombino idraulico ferroviario 4x3 da km 0+000 a km 8+920 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50 D 29	CL	IN000 001	A	21 di 67



7.3 Analisi dei carichi

7.3.1 Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati

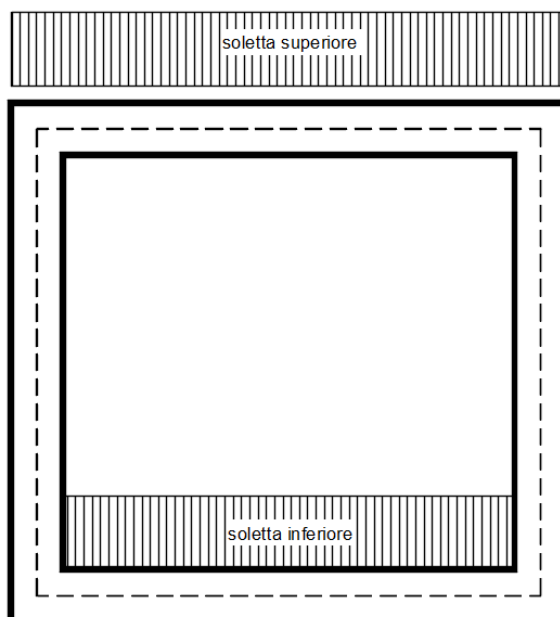
<u>Soletta superiore</u>	- Peso proprio	15.00 kN/m
	- Totale	15.00 kN/m

	- Peso ballast	14.40 kN/m
	- Peso ricoprimento ... 470 cm	94.00 kN/m
	- Totale	108.40 kN/m

<u>Soletta inferiore</u>	- Peso proprio	17.50 kN/m
	- Totale	17.50 kN/m

	- Peso pacchetto interno 0 cm	0.00 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento interno	0.00 kN/m
	- Totale	0.00 kN/m

<u>Piedritti</u>	- Peso proprio	15.00 kN/m
	- Totale	15.00 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 soletta superiore e piedritti con valore pari a 32.52 kN.

7.3.1 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 γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_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.

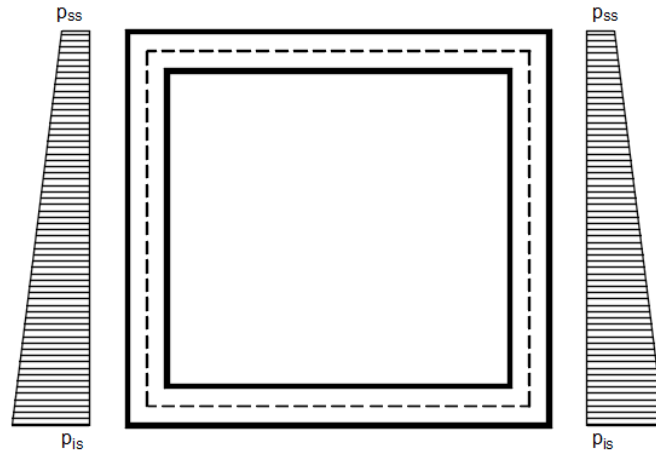
$$u = \gamma_w \cdot z$$

L'opera non è interessata dalla falda.

7.3.2 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:

$$\begin{aligned}
 p_{ss} &= K_0 * (H_r + H_{psup} + S_s/2) * \gamma &= & 44.6 \text{ kN/m} \\
 p_{is} &= p_{ss} + K_0 * \gamma * (S_s/2 + H_{int} + S_f/2) &= & 72.6 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



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 13.03 kN ed inferiore con valore pari a 25.89 kN.

7.3.3 *Treni di carico*

7.3.3.1 Treno di carico LM71

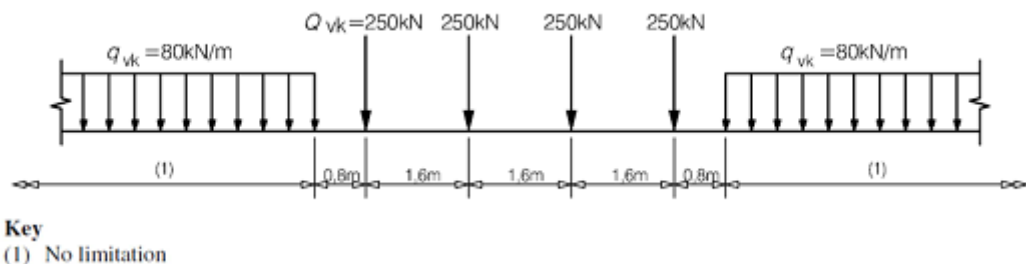


Fig. 3 –Load model 71 (al punto 6.3.2. della norma EN 1991-2:2003)

α = coefficiente di adattamento = 1.10

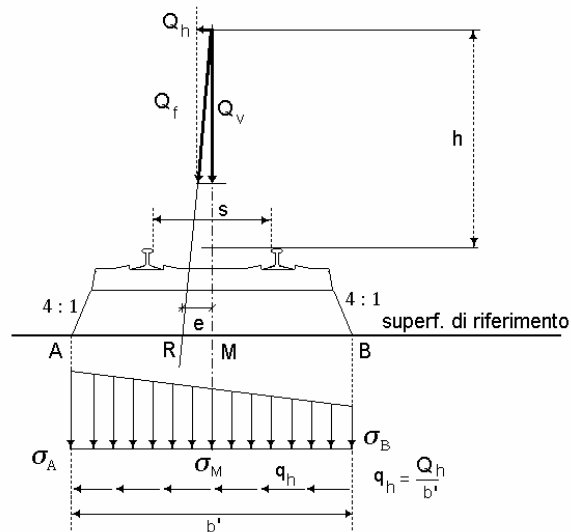
Per il calcolo del coefficiente dinamico Φ si fa riferimento al “*Manuale di Progettazione delle Opere Civili*”
Considerando un ridotto standard manutentivo si ha:

$$L_{\Phi} = 1.3 * [(1/3) * (2 * H_{tot} + L_{tot})] = 5.98 \text{ m}$$

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

Per opere con ricoprimento maggiore di 2,50m il valore di Φ è pari ad 1 (MdP RFI – Sez II –par.2.5.1.4.2.5.2.).

Il sovraccarico ferroviario si distribuisce attraverso il ballast con la pendenza di 1/4 , attraverso il 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:



$$L_{\text{trasv}} = 2.4 + [0.35/4 + H_{\text{rsup}} \cdot \tan(38^\circ) + S_g/2] \cdot 2 = 10.52 \text{ m}$$

In senso longitudinale si è assunto che il carico si distribuisce sull'intero ingombro dei suoi assi, pari a $L_{\text{long}} = 6.40 \text{ m}$.

Pertanto il carico ripartito dovuto al singolo treno LM 71 risulta:

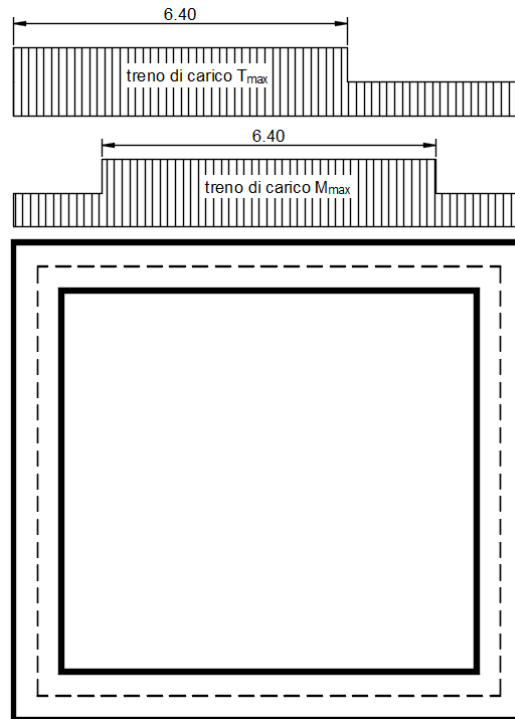
Carico ripartito prodotto dalle forze concentrate

$$= 4 \cdot 250 \cdot 1.1 \cdot \Phi_3 / (L_{\text{trasv}} \cdot L_{\text{long}}) = 16.34 \text{ kN/m}^2$$

Carico ripartito prodotto dal carico distribuito (80 kN/m)

$$= 80 \cdot 1.1 \cdot \Phi_3 / L_{\text{trasv}} = 8.37 \text{ kN/m}^2$$

Le distribuzioni del sovraccarico ferroviario considerate al di sopra della copertura, sono quelle in grado di massimizzare le sollecitazioni flettenti e taglianti.

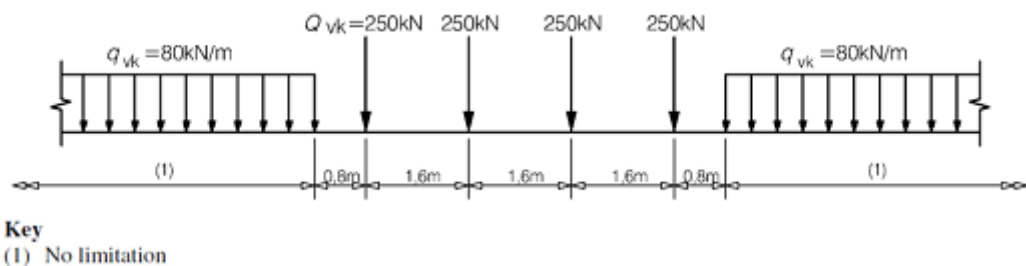


Per tenere in conto i carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 4.90 kN.

Di seguito, si effettua la valutazione del carico equivalente previsto dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilità con cui si dà evidenza che le opere appartenenti alla tratta in esame sono idonee a sostenere tale carico.

7.3.3.2 Verifica requisiti S.T.I. per opere minori sottobinario: Carico equivalente

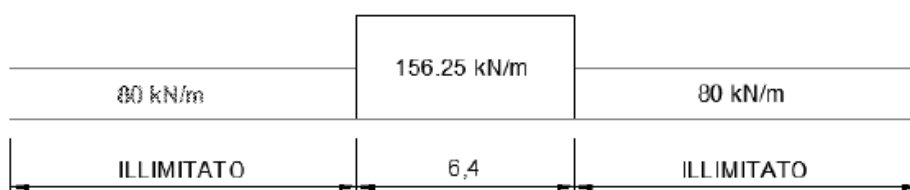
Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



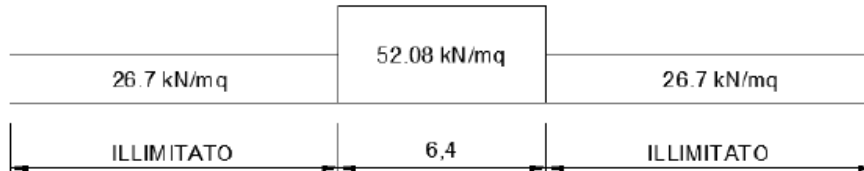
Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a:

$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kPa}$$



Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 3.0 m secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC:2010, si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:



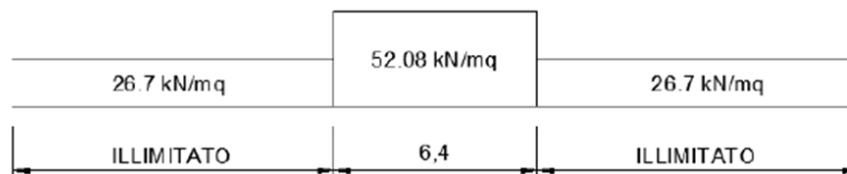
A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

Tabella 11

Fattore alfa (α) per la progettazione di strutture nuove

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa (α)
P1, P2, P3, P4	1,0
P5	0,91
P6	0,83
P1520	Punto in sospenso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospenso
F1600	1,1

Nel caso in esame, il coefficiente α è pari ad 1.0 perché le categorie di traffico sono P2-P4 per il traffico passeggeri ed F1 per il traffico merci per cui, alle opere si applicano i seguenti carichi equivalenti:



Il valore massimo del carico diffuso sino al baricentro della soletta superiore risulta pari ad 14.3 kN/m². Tale valore risulta minore di quello calcolato nel precedente paragrafo 16.34 kN/m².

7.3.4 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 $\gamma = 20$ kN/m³, il coefficiente di spinta viene calcolato, considerando l'elevata rigidezza dello scatolare, utilizzando la formula

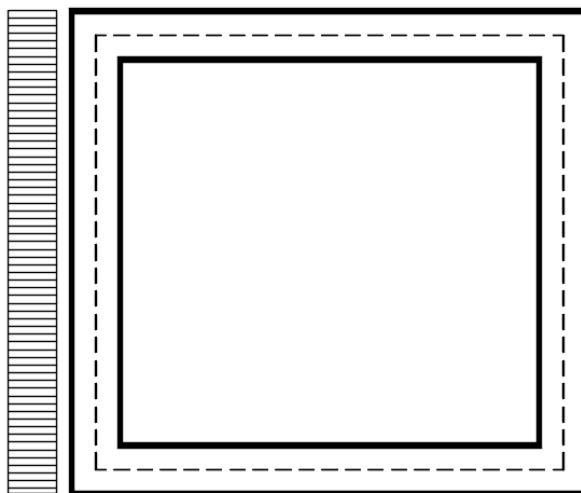
$K_0=1-\sin\phi'$, per cui si ottiene un valore di $K_0 = 0.38$. La pressione del terreno sui piedritti ed indotta dai treni di carico viaggianti su due linee adiacenti verrà calcolata secondo la formula $P = q * K_0$

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

$$q * K_0 = 6.28 \text{ kN/m}^2$$

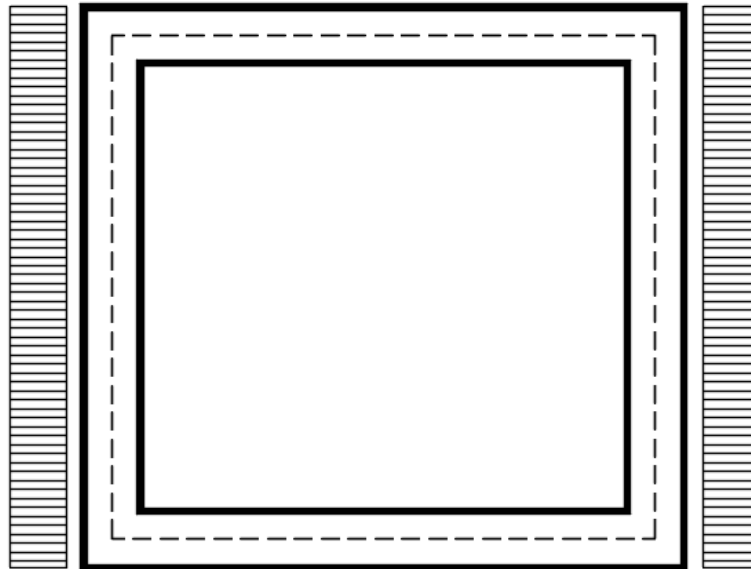
La spinta del terreno viene analizzata in due diverse condizioni

- 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 1.88 kN ed inferiore con valore pari a 2.20 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 1.88 kN ed inferiore con valore pari a 2.20 kN.

7.3.5 Avviamento e frenatura

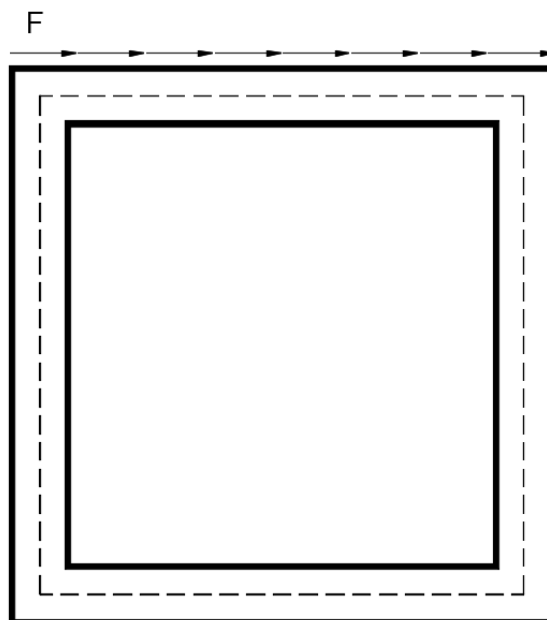
avviamento: $Q_{lak} = 33 \text{ [kN/m]} * L[m] < 1000 \text{ kN}$ per modelli di carico LM 71 e SW/0 e SW/2

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

$Q_{lbk} = 35 \text{ [kN/m]} * L[m]$ 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:

$$F = \alpha \cdot Q_{lak} / L_{trasv} = 3.5 \text{ kN/m}$$



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 1.04 kN.

7.3.6 *Serpeggio e centrifuga*

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

7.3.7 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 14-01-2008

Clis a t=0

R_{ck}	=	37	N/mm ²	Resistenza a compressione cubica caratteristica
f_{ck}	=	30.71	N/mm ²	Resistenza a compressione cilindrica caratteristica
f_{cm}	=	38.71	N/mm ²	Resistenza a compressione cilindrica media
α	=	1.0E-05		
E_{cm}	=	33019	N/mm ²	Modulo elastico secante medio

Tempo e ambiente

t_s	=	2	gg	età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento
t_0	=	2	gg	età del calcestruzzo in giorni al momento del carico
t	=	25550	gg	età del calcestruzzo in giorni
$h_0=2A_c/u$	=	1200	mm	dimensione fittizia dell'elemento di cls
A_c	=	600000	mm ²	sezione dell'elemento
u	=	1000	mm	perimetro a contatto con l'atmosfera
RH	=	75	%	umidità relativa percentuale

Coefficiente di viscosità $\phi(t, t_0)$ e modulo elastico E_{ct} a tempo "t"

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_c(t, t_0) = 1.982$$

$$\phi_0 = \phi RH \beta_c(f_{cm}) \beta_c(t_0) = 131.52 \text{ coeff nominale di viscosità}$$

$$\phi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 = 1.215 \text{ coeff che tiene conto dell'umidità}$$

$$\alpha_1 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.7} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0.932 \text{ coeff per la resistenza del cls}$$

$$\alpha_2 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.2} & \text{per } f_{cm} > 35\text{MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35\text{MPa} \end{cases} = 0.980 \text{ coeff per la resistenza del cls}$$

$$\beta_c(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.700 \text{ coeff che tiene conto della resistenza del cls}$$

$$\beta_c(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.649 \text{ coeff per l'evoluzione della viscosità nel tempo}$$

$$t_o = t_0 \left(\frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0.5 = 6.19 \text{ coeff per la variabilità della viscosità nel tempo}$$

$$\alpha = 1 \text{ coeff per il tipo di cemento (-1 per classe S, 0 per classe N, 1 per classe R)}$$

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

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

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

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

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.000333 \text{ deformazione di ritiro } \varepsilon(t, t_0)$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_b \varepsilon_{cd,0} = 0.000281 \text{ deformazione al ritiro per essiccamento}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left[\frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \right] = 0.938893$$

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

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

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

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

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

$$RH0 = 100 \%$$

$$\alpha_{ds1} = 6$$

$$\alpha_{ds2} = 0.11$$

coeff per il tipo di cemento (5 per classe S, 4 per classe N, 6 per classe R)

coeff per il tipo di cemento (0.13 per classe S, 0.12 per classe N, 0.11 per classe R)

deformazione dovuta al ritiro autogeno

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca,00} = 0.000052$$

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

$$\varepsilon_{ca00} = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 0.000052$$

Variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

$$\Delta T_{\text{ritiro}} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) E_{cm}}{(1 + \varphi(t, t_0)) E_{cm} \alpha} = -11.17 \text{ } ^\circ\text{C}$$

I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura

7.3.8 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:

$$\text{Forza sismica orizzontale } F_h = k_h * W$$

$$\text{Forza sismica verticale } F_v = k_v * W$$

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 14/01/2008 viene assegnata all'opera una vita nominale $V_N \geq 75$ anni ed una III classe d'uso $C_u = 1.5$; segue un periodo di riferimento $V_R = V_N * C_u = 113$ 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 $a_g = 0.145$ 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_0 si ottiene:

$$S_s = 1.477 \quad \text{Coefficiente di amplificazione stratigrafica}$$

$$S_T = 1 \quad \text{Coefficiente di amplificazione topografica}$$

ne deriva che:

$$a_{\max} = 1.477 * 1 * 0.145 \text{ g} = 0.214 \text{ g}$$

$$k_h = a_{\max}/g = 0.214$$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.107$$

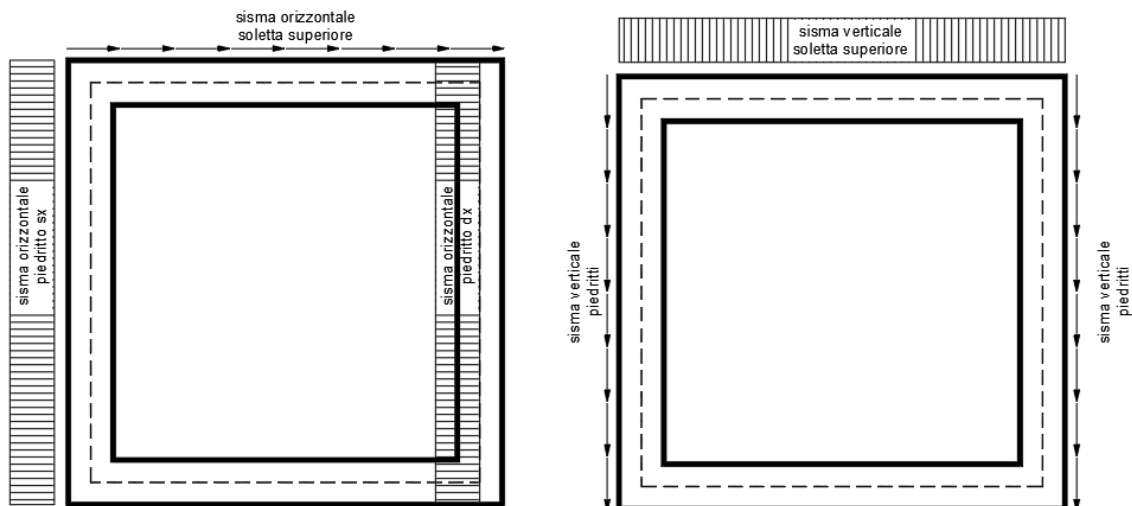
$F_{\text{sis}} = a_{\max} * \gamma * (H_{\text{tot}})$	=	18.42	kN/m	(carico applicato sulla parete)
$F_{\text{inp}} = \alpha * S_p * \gamma * 1\text{m}$	=	3.21	kN/m	(inerzia piedritti)
Totale	=	21.63	kN/m	(piedritto sx)
Totale	=	3.21	kN/m	(piedritto dx)
$F_Q = \alpha * Q_v * 0.2 * 1\text{m}$	=	0.70	kN/m	(inerzia treno)
$F_{\text{inr}} = \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1\text{m}$	=	23.22	kN/m	(inerzia ballast + ricoprimento)
$F_{\text{ins}} = \alpha * S_s * \gamma_{\text{cls}} * 1\text{m}$	=	3.21	kN/m	(inerzia soletta superiore)
Totale	=	27.13	kN/m	(soletta superiore)

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 6.49 kN ed inferiore con valore pari a 9.10 kN. Si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto destro e soletta superiore con valore pari a 0.96 kN ed inferiore con valore pari a 1.12 kN.

$$\begin{aligned}
 F_{inp} &= 0.5 * \alpha * S_p * \gamma * 1m &= & 1.61 \text{ kN/m} & \text{(merzia piedritti)} \\
 F_Q &= 0.5 * \alpha * Q_v * 0.2 * 1m &= & 0.35 \text{ kN/m} & \text{(merzia treno)} \\
 F_{inr} &= 0.5 * \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m &= & 11.61 \text{ kN/m} & \text{(merzia ballast + ricoprimento)} \\
 F_{ins} &= 0.5 * \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m &= & 1.61 \text{ kN/m} & \text{(merzia soletta superiore)} \\
 \text{Totale} &= & \underline{\underline{13.56}} & \text{ kN/m} & \text{(soletta superiore)}
 \end{aligned}$$

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 4.07 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:

$$\Delta S_E = (a_{max}/g) * \gamma * H_{tot}^2 = 79.20 \text{ kN/m}$$

Tale risultante applicata ad un'altezza pari ad $H_{tot}/2$. 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 γ e i coefficienti di combinazione ψ 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 14/01/2008)

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{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 ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_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 ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	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 ψ delle azioni (da DM 14/01/2008)

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	g_{f1}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{f2}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	g_{f3}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{f4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

Nella combinazione sismica le azioni indotte dal traffico ferroviario sono combinate con un coefficiente $\psi_2 = 0.2$ (punto 3.2.4 del DM 14/01/2008) 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	ΔT
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	ΔT	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	-	-



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO – TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA
TOMBINI IDRAULICI

IN00 - Tombino idraulico ferroviario 4x3 da km 0+000 a km
8+920 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50 D 29	CL	IN000 001	A	41 di 67

COMB	DEAD	STS	STD	RIT	ΔT	PERM	FALDA	TRM	TRV	SAS	SAD	TRAF	AVV	E_H	E_V
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

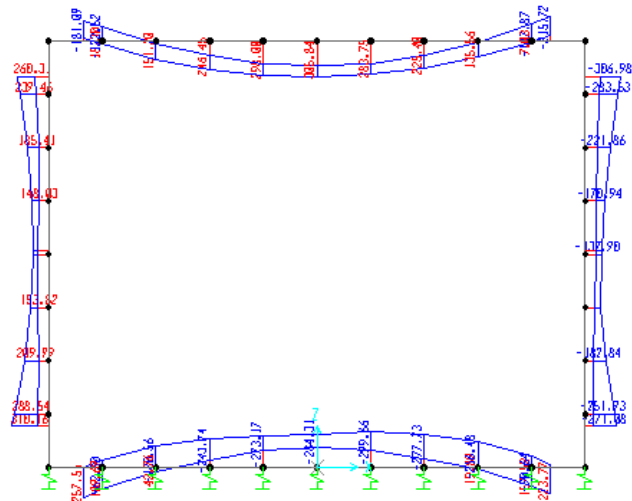


Fig. 4 – Involuppo momenti flettenti SLU

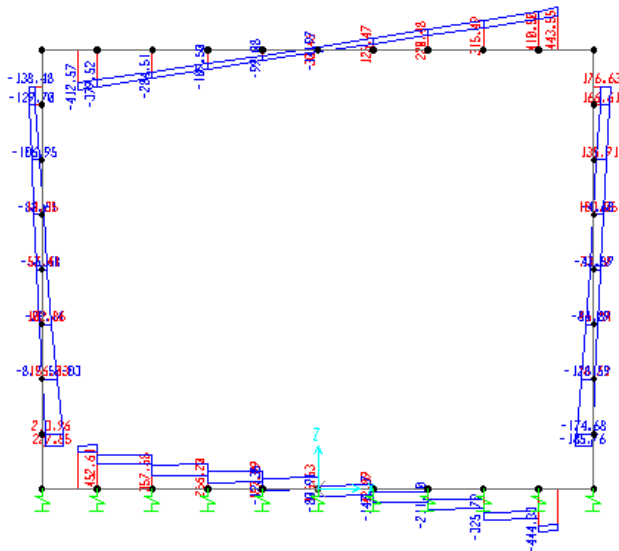


Fig. 5 – Involuppo sforzi taglianti SLU

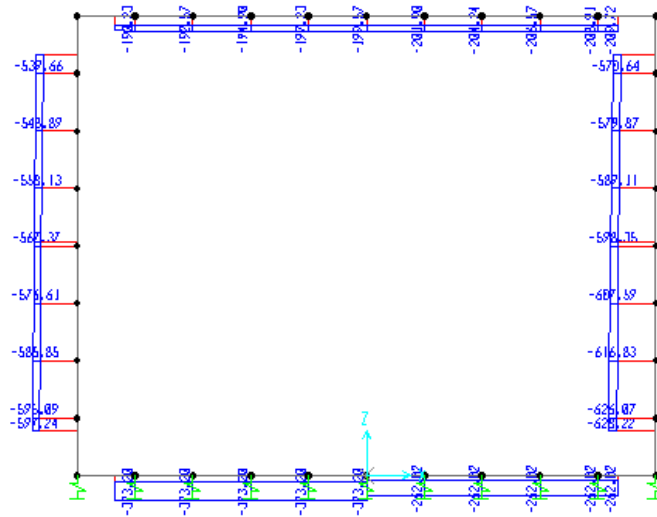


Fig. 6 – Involuppo azioni assiali SLU

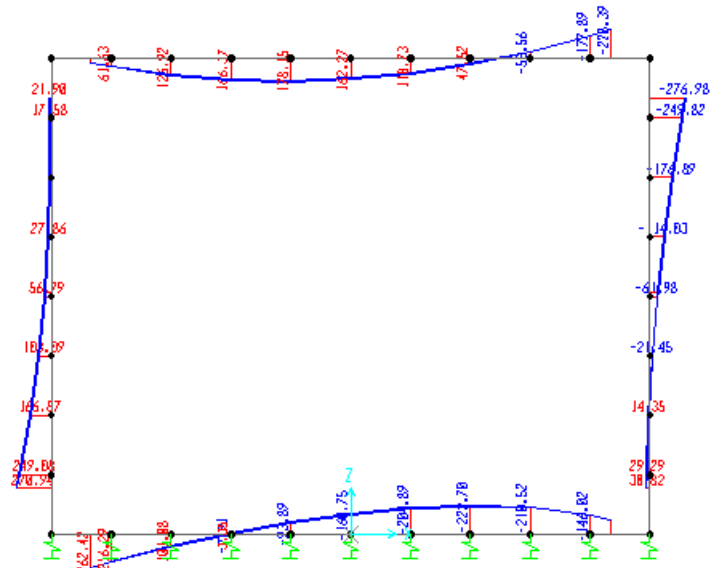


Fig. 7 – Involuppo momenti flettenti SLV

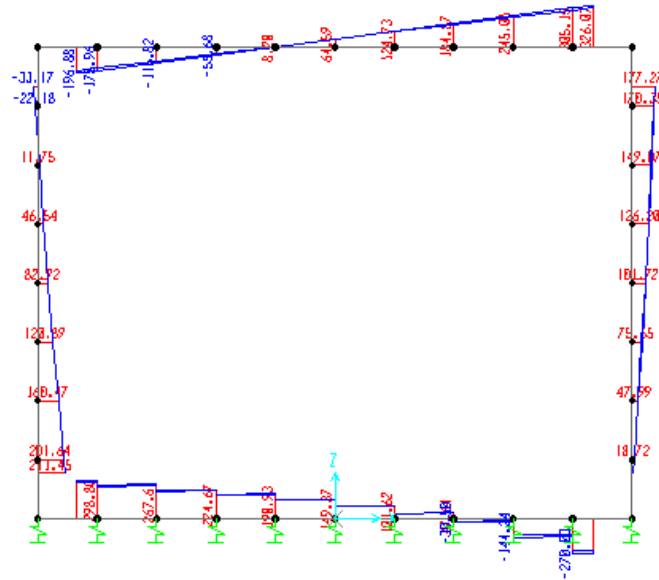


Fig. 8 – Involuppo sforzi taglianti SLV

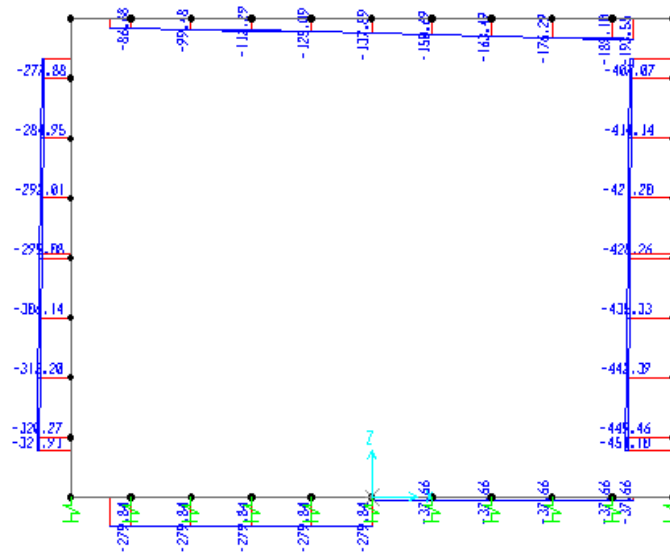


Fig. 9 – Involuppo azioni assiali SLV

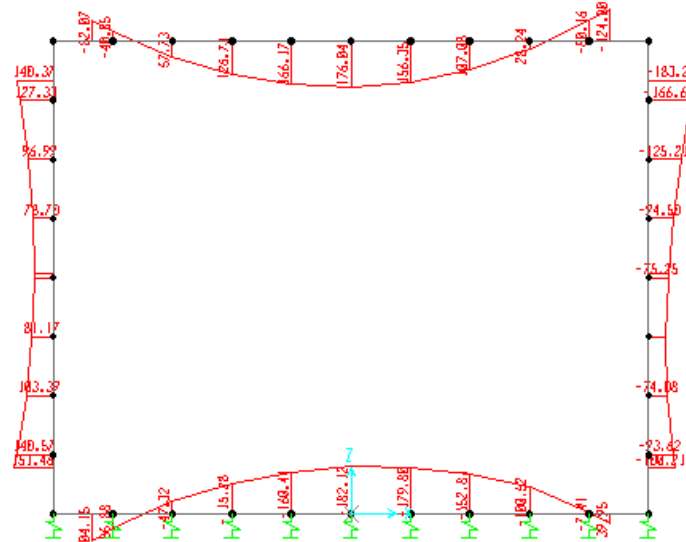


Fig. 10 – Involuppo momenti flettenti SLE rara

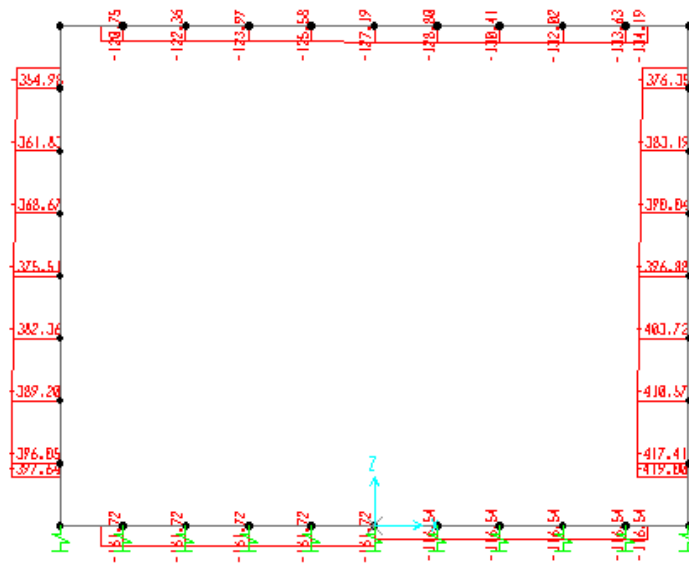


Fig. 11 – Involuppo azioni assiali SLE rara

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	ID Asta	C.C. M_{max}	N (kN)	M_{max} (kNm)	T_{max}
soletta inferiore	1	SLU14-STR	72.25	-299.66	452.61
		SLU18-SIS2	294.65	294.34	-
soletta superiore	3	SLU16-SIS	193.55	-228.39	443.55
		SLU08-STR2	139.40	305.84	-
piedritti	2	SLU17-SIS2	254.02	-7.59	227.85
		SLU08-STR2	567.30	310.16	227.85
	4	SLU14-STR	567.47	306.98	185.76
		SLU17-SIS	426.76	-30.82	185.76

Elemento	SLE RARA			SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE		
	ID Asta	N (kN)	M_{max} (kNm)	ID Asta	N (kN)	M_{max} (kNm)	ID Asta	N (kN)	M_{max} (kNm)
soletta inferiore	1	161.72	-182.12	1	157.83	-174.34	1	141.49	78.45
		180.39	142.46		173.39	132.05		148.01	97.54
soletta superiore	3	134.19	-124.80	3	129.46	-115.89	3	119.95	-96.58
		108.53	205.82		108.31	198.97		102.99	185.84
piedritti	2	375.14	73.14	2	368.78	71.31	2	349.70	64.86
		397.64	183.27		391.28	173.03		372.20	150.28
	4	374.01	183.21	4	363.37	173.08	4	331.47	148.77
		396.51	76.00		385.87	73.59		353.97	65.43

10.1 Verifica soletta inferiore

Si adottano spille 14Ø10/mq

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 ²
	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 ²
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
2	-50.0	70.0
3	50.0	70.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.3	8.7	22
2	-41.3	61.3	22
3	41.3	61.3	22
4	41.3	8.7	22

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre

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

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

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
 Passo staffe: 14.7 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

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	72.25	-299.66	452.61
2	294.65	294.34	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	161.72	-182.12	0.00
2	180.39	142.46	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	157.83	-174.34 (-341.80)	0.00 (0.00)
2	173.39	132.05 (363.25)	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
---------	---	----	----

IN00 - Tombino idraulico ferroviario 4x3 da km 0+000 a km 8+920 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50 D 29	CL	IN000 001	A	49 di 67

1	141.49	78.45 (392.90)	0.00 (0.00)
2	148.01	97.54 (375.04)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.0 cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.6 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 ²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	72.25	-299.66	72.39	-863.58	2.88	76.0(21.0)
2	S	294.65	294.34	294.84	922.49	3.13	76.0(21.0)

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
Yc 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	0.00032	-41.3	8.7	-0.01892	41.3	61.3
2	0.00350	-50.0	70.0	0.00050	-41.3	61.3	-0.01761	-41.3	8.7

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	-0.000365683	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000344308	-0.020601569	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	10 mm
Passo staffe:	14.7 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

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.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/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	452.61	1694.74	600.77	66.2 57.5	100.0	2.500	1.006	8.1	10.7(0.0)
2	S	0.00	2492.67	239.31	65.9 57.2	100.0	1.000	1.025	0.0	10.7(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	2.78	-50.0	0.0	-68.3	32.1	61.3	1550	38.0
2	S	2.20	-50.0	70.0	-47.1	-41.3	8.7	1500	38.0

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00042	0	0.500	22.0	76	0.00020 (0.00020)	411	0.084 (0.20)	-340.95	0.00
2	S	-0.00029	0	0.500	22.0	76	0.00014 (0.00014)	406	0.057 (0.20)	360.65	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	2.66	-50.0	0.0	-65.0	32.1	61.3	1550	38.0
2	S	2.04	-50.0	70.0	-43.0	-32.1	8.7	1500	38.0

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	-0.00040	0	0.500	22.0	76	0.00019 (0.00019)	411	0.080 (0.20)	-341.80	0.00
2	S	-0.00027	0	0.500	22.0	76	0.00013 (0.00013)	406	0.052 (0.20)	363.25	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	1.23	-50.0	70.0	-21.3	-22.9	8.7	1400	38.0
2	S	1.51	-50.0	70.0	-29.5	-22.9	8.7	1450	38.0

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	-0.00013	0	0.500	22.0	76	0.00006 (0.00006)	396	0.025 (0.20)	392.90	0.00
2	S	-0.00018	0	0.500	22.0	76	0.00009 (0.00009)	401	0.036 (0.20)	375.04	0.00

10.2 Verifica soletta superiore

Si adottano spille 14Ø10/mq

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 ²
	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 ²

IN00 - Tombino idraulico ferroviario 4x3 da km 0+000 a km 8+920 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50 D 29	CL	IN000 001	A	52 di 67

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	60.0
3	50.0	60.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.5	8.5	20
2	-41.5	51.5	20
3	41.5	51.5	20
4	41.5	8.5	20

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	20
2	2	3	8	20

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
Passo staffe: 15.8 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

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	193.55	-228.39	443.55
2	139.40	305.84	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	134.19	-124.80	0.00
2	108.53	205.82	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	129.46	-115.89 (-245.56)	0.00 (0.00)
2	108.31	198.97 (229.53)	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	119.95	-96.58 (-249.36)	0.00 (0.00)
2	102.99	185.84 (229.78)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.2 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	193.55	-228.39	193.38	-629.29	2.76	62.8(18.0)
2	S	139.40	305.84	139.62	617.54	2.02	62.8(18.0)

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

IN00 - Tombino idraulico ferroviario 4x3 da km 0+000 a km 8+920 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50 D 29	CL	IN000 001	A	54 di 67

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	0.00026	-41.5	8.5	-0.01615	41.5	51.5
2	0.00350	-50.0	60.0	0.00020	-41.5	51.5	-0.01648	-41.5	8.5

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	-0.000381641	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000388007	-0.019780436	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
 Passo staffe: 15.8 cm [Passo massimo di normativa = 24.0 cm]

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.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/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	443.55	1428.56	465.19	56.3 47.8	100.0	2.500	1.019	9.5	9.9(0.0)
2	S	0.00	2063.22	186.31	56.4 47.9	100.0	1.000	1.014	0.0	9.9(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	2.76	-50.0	0.0	-67.1	32.3	51.5	1350	31.4
2	S	4.48	-50.0	60.0	-127.5	-32.3	8.5	1400	31.4

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 $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00043	0	0.500	20.0	75	0.00020 (0.00020)	401	0.081 (0.20)	-244.31	0.00
2	S	-0.00080	0	0.500	20.0	75	0.00038 (0.00038)	407	0.155 (0.20)	229.08	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	2.57	-50.0	0.0	-61.6	32.3	51.5	1350	31.4
2	S	4.34	-50.0	60.0	-122.7	-23.1	8.5	1400	31.4

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	20.0	75	0.00018 (0.00018)	401	0.074 (0.20)	-245.56	0.00
2	S	-0.00077	0	0.500	20.0	75	0.00037 (0.00037)	407	0.150 (0.20)	229.53	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	2.14	-50.0	0.0	-49.6	32.3	51.5	1300	31.4
2	S	4.05	-50.0	60.0	-114.4	-23.1	8.5	1400	31.4

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	-0.00032	0	0.500	20.0	75	0.00015 (0.00015)	396	0.059 (0.20)	-249.36	0.00
2	S	-0.00072	0	0.500	20.0	75	0.00034 (0.00034)	407	0.139 (0.20)	229.78	0.00

10.3 Verifica piedritti

Si adottano spille 12Ø8/mq

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 ²
	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 ²
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
2	-50.0	60.0
3	50.0	60.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.5	8.5	20
2	-41.5	51.5	20
3	41.5	51.5	20
4	41.5	8.5	20

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	20
2	2	3	3	20

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 8 mm
 Passo staffe: 18.6 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

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	254.02	-7.59	227.85
2	567.30	310.16	227.85
3	567.47	306.98	185.76
4	426.76	-30.82	185.76

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	375.14	73.14	0.00
2	397.64	183.27	0.00
3	374.01	183.21	0.00
4	396.51	76.00	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	368.78	71.31 (439.19)	0.00 (0.00)
2	391.28	173.03 (272.57)	0.00 (0.00)
3	363.37	173.08 (266.94)	0.00 (0.00)
4	385.87	73.59 (445.94)	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	349.70	64.86 (460.48)	0.00 (0.00)
2	372.20	150.28 (280.45)	0.00 (0.00)
3	331.47	148.77 (271.40)	0.00 (0.00)
4	353.97	65.43 (462.35)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.2 cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.7 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	254.02	-7.59	253.83	-375.22	77.54	47.1(18.0)
2	S	567.30	310.16	567.24	709.80	2.26	47.1(18.0)
3	S	567.47	306.98	567.24	709.80	2.29	47.1(18.0)
4	S	426.76	-30.82	426.91	-413.46	15.64	47.1(18.0)

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	0.0	-0.00032	-41.5	8.5	-0.01965	41.5	51.5
2	0.00350	-50.0	60.0	0.00083	-41.5	51.5	-0.01266	-41.5	8.5
3	0.00350	-50.0	60.0	0.00083	-41.5	51.5	-0.01266	-41.5	8.5
4	0.00350	-50.0	0.0	-0.00013	-41.5	8.5	-0.01852	41.5	51.5

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	-0.000449574	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000313788	-0.015327300	----	----
3	0.000000000	0.000313788	-0.015327300	----	----
4	0.000000000	-0.000427575	0.003500000	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 8 mm
Passo staffe: 18.6 cm [Passo massimo di normativa = 24.0 cm]

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.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/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	227.85	1453.53	255.83	56.9 48.4	100.0	2.500	1.025	4.8	5.4(0.0)
2	S	227.85	1455.39	248.71	55.5 47.0	100.0	2.500	1.056	5.0	5.4(0.0)
3	S	185.76	1455.42	248.71	55.5 47.0	100.0	2.500	1.056	4.0	5.4(0.0)
4	S	185.76	1472.65	254.99	56.7 48.2	100.0	2.500	1.042	3.9	5.4(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	1.82	-50.0	60.0	-7.7	-41.5	8.5	850	31.4
2	S	4.45	-50.0	60.0	-71.5	-23.1	8.5	1150	31.4
3	S	4.44	-50.0	60.0	-74.5	-41.5	8.5	1200	31.4
4	S	1.89	-50.0	60.0	-7.6	-41.5	8.5	1000	31.4

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

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
Ver. Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]

k_2 = 0.5 per flessione; $=(e_1 + e_2)/(2 \cdot e_1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k_3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k_4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 \emptyset Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_c \text{ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
 C_f Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 $e_{sm} - e_{cm}$ Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 $sr \text{ max}$ Massima distanza tra le fessure [mm]
 w_k Apertura fessure in mm calcolata = $sr \text{ max} \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 $M_x \text{ fess.}$ Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 $M_y \text{ fess.}$ Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e_1	e_2	k_2	\emptyset	C_f	$e_{sm} - e_{cm}$	$sr \text{ max}$	w_k	$M_x \text{ fess}$	$M_y \text{ fess}$
1	S	-0.00007	0	0.500	20.0	75	0.00002 (0.00002)	347	0.008 (0.20)	435.31	0.00
2	S	-0.00047	0	0.500	20.0	75	0.00021 (0.00021)	379	0.081 (0.20)	269.36	0.00
3	S	-0.00049	0	0.500	20.0	75	0.00022 (0.00022)	385	0.086 (0.20)	264.98	0.00
4	S	-0.00007	0	0.500	20.0	75	0.00002 (0.00002)	363	0.008 (0.20)	443.45	0.00

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

N°Comb	Ver	$S_c \text{ max}$	$X_c \text{ max}$	$Y_c \text{ max}$	$S_f \text{ min}$	$X_s \text{ min}$	$Y_s \text{ min}$	$A_c \text{ eff.}$	$A_s \text{ eff.}$
1	S	1.77	-50.0	60.0	-7.3	-41.5	8.5	1000	31.4
2	S	4.21	-50.0	60.0	-65.5	-23.1	8.5	1150	31.4
3	S	4.20	-50.0	60.0	-69.1	-23.1	8.5	1200	31.4
4	S	1.83	-50.0	60.0	-7.2	-41.5	8.5	1000	31.4

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

Comb.	Ver	e_1	e_2	k_2	\emptyset	C_f	$e_{sm} - e_{cm}$	$sr \text{ max}$	w_k	$M_x \text{ fess}$	$M_y \text{ fess}$
1	S	-0.00006	0	0.500	20.0	75	0.00002 (0.00002)	363	0.008 (0.20)	439.19	0.00
2	S	-0.00043	0	0.500	20.0	75	0.00020 (0.00020)	379	0.075 (0.20)	272.57	0.00
3	S	-0.00045	0	0.500	20.0	75	0.00021 (0.00021)	385	0.080 (0.20)	266.94	0.00
4	S	-0.00006	0	0.500	20.0	75	0.00002 (0.00002)	363	0.008 (0.20)	445.94	0.00

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

N°Comb	Ver	$S_c \text{ max}$	$X_c \text{ max}$	$Y_c \text{ max}$	$S_f \text{ min}$	$X_s \text{ min}$	$Y_s \text{ min}$	$A_c \text{ eff.}$	$A_s \text{ eff.}$
1	S	1.62	-50.0	60.0	-5.8	-41.5	8.5	950	31.4
2	S	3.66	-50.0	60.0	-52.9	-23.1	8.5	1150	31.4
3	S	3.61	-50.0	60.0	-56.9	-41.5	8.5	1150	31.4
4	S	1.64	-50.0	60.0	-5.8	-41.5	8.5	950	31.4

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

Comb.	Ver	e_1	e_2	k_2	\emptyset	C_f	$e_{sm} - e_{cm}$	$sr \text{ max}$	w_k	$M_x \text{ fess}$	$M_y \text{ fess}$
1	S	-0.00005	0	0.500	20.0	75	0.00002 (0.00002)	358	0.006 (0.20)	460.48	0.00
2	S	-0.00035	0	0.500	20.0	75	0.00016 (0.00016)	379	0.060 (0.20)	280.45	0.00
3	S	-0.00038	0	0.500	20.0	75	0.00017 (0.00017)	379	0.065 (0.20)	271.40	0.00
4	S	-0.00005	0	0.500	20.0	75	0.00002 (0.00002)	358	0.006 (0.20)	462.35	0.00

10.4 Tabella riepilogativa incidenza ferri

	Inc. Armature [kg/mc]
Soletta inf.	130
Soletta sup.	130
Piedritto	95

(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)

11 VERIFICHE GEOTECNICHE

Si riporta di seguito la verifica a carico limite per la combinazione più gravosa:

IN00 - Tombino idraulico ferroviario 4x3 da km 0+000 a km 8+920 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50 D 29	CL	IN000 001	A	62 di 67

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot q_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot q_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r \cdot b_r \cdot q_r$$

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 $e_L = 0$; $L^* = L$)

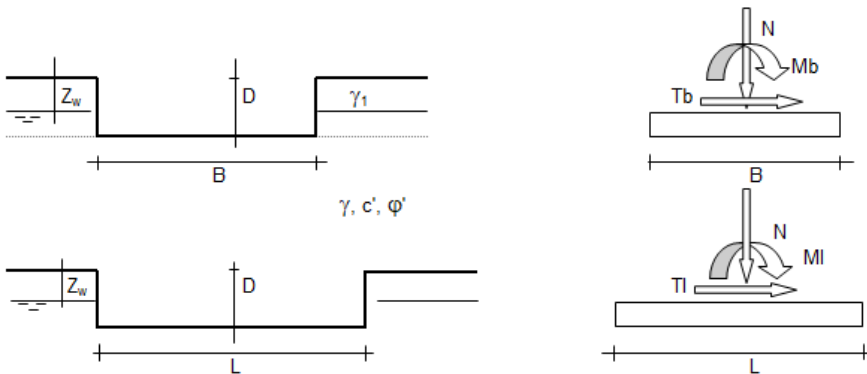
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

(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	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 5.20 (m)
L = 1.00 (m)
D = 2.50 (m)



IN00 - Tombino idraulico ferroviario 4x3 da km 0+000 a km 8+920 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50 D 29	CL	IN000 001	A	63 di 67

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1318.40		1318.40
Mb [kNm]	370.30		370.30
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	192.00		192.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	192.00	0.00	192.00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 5.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\phi' = 25.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 5.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\phi' = 25.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 2.50 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.28 \quad (\text{m})$$

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

$$B^* = 4.64 \quad (\text{m})$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 47.50 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 9.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 10.66$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \phi'$$

$$N_c = 20.72$$

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

$$N_\gamma = 10.88$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.11$$

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

$$s_q = 1.10$$

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

$$s_\gamma = 0.91$$

IN00 - Tombino idraulico ferroviario 4x3 da km 0+000 a km 8+920 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50 D 29	CL	IN000 001	A	64 di 67

i_c, i_q, i_γ : **fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.82$$

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

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.18$$

$$m = 1.82 \quad (-)$$

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

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

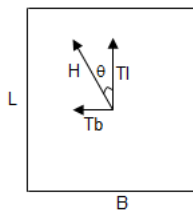
$$i_q = 0.76$$

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

$$i_c = 0.73$$

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

$$i_\gamma = 0.65$$



d_c, d_q, d_γ : **fattori di profondità del piano di appoggio**

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

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

$$d_q = 1.37$$

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

$$d_c = 1.41$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

IN00 - Tombino idraulico ferroviario 4x3 da km 0+000 a km 8+920 - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50 D 29	CL	IN000 001	A	65 di 67

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 727.87 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 284.24 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 316.47 \geq q = 284.24 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 192.00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi) + c' B * L^*$$

$$S_d = 637.97 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

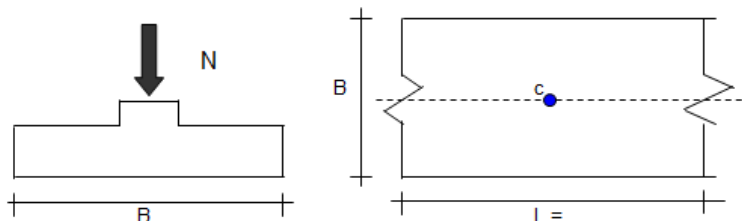
$$S_d / \gamma_R = 579.97 \geq H_d = 192.00 \quad (\text{kN})$$

11.1 Valutazione dei cedimenti

La pressione netta agente per la combinazione rara risulta pari ad 140 kPa. Il cedimento risultante è pari ad 4.2cm:

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME

LAVORO:



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

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

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

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

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

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

DATI DI INPUT:

B = 5.20 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 728.00 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 140.00 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/B))

ns = 4 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	ν	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	ARGILLA LIMOSA	4.50	0.0	4.5	1.0	15000	0.30	2.43
2		3.00	4.5	7.5	1.0	20000	0.30	0.99
3		3.00	7.5	10.5	1.0	35000	0.30	0.40
4		6.00	10.5	16.5	1.0	50000	0.30	0.38
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{ctot} = 4.20 \text{ (cm)}$$