

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA

MANUFATTI SCATOLARI

MANUFATTO SCATOLARE RI12 DA PK 6+440 A PK 7+000

Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

RS3E 50 D 29 CL RI1200 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.
Divisione Infrastrutture
Via della Repubblica, 100
00187 Roma, Italia
F. Arduini
14/12/2019

RELAZIONI DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	xx x xx	xx	SL02xx xxx	x	2 di 72

INDICE

1	PREMESSA	6
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	7
3	MATERIALI.....	8
3.1	CALCESTRUZZO FONDAZIONE.....	8
3.2	CALCESTRUZZO ELEVAZIONE	9
3.3	ACCIAIO B450C	10
3.4	VERIFICA S.L.E.	10
3.4.1	<i>Stato limite di limitazione delle tensioni</i>	10
3.4.1	<i>Stato limite di fessurazione</i>	11
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	12
4.1	TERRENO DI RICOPRIMENTO/RINTERRO	12
4.3	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA	12
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	14
5.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	14
5.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA	14
6	SOFTWARE DI CALCOLO	17
6.1	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO ADOTTATI	17
6.2	UNITÀ DI MISURA	17
6.3	GRADO DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE.....	17

6.4	VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO	17
6.5	CARATTERISTICHE DELL'ELABORAZIONE.....	18
6.6	GIUDIZIO FINALE SULLA ACCETTABILITÀ DEI CALCOLI.....	18
6.7	PROGRAMMI DI SERVIZIO.....	18
7	SCATOLARE	19
7.1	GEOMETRIA.....	19
7.2	MODELLO DI CALCOLO.....	20
7.2.1	<i>Valutazione della rigidezza delle molle.....</i>	<i>21</i>
7.3	ANALISI DEI CARICHI.....	22
7.3.1	<i>Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati.....</i>	<i>22</i>
7.3.2	<i>Carichi sbalzi impalcato</i>	<i>23</i>
7.3.1	<i>Spinta in presenza di falda</i>	<i>24</i>
7.3.2	<i>Treni di carico.....</i>	<i>24</i>
7.3.1	<i>Frenatura</i>	<i>28</i>
7.3.1	<i>Serpeggio.....</i>	<i>28</i>
7.3.1	<i>Centrifuga</i>	<i>28</i>
7.3.1	<i>Variazione termica</i>	<i>28</i>
7.3.2	<i>Ritiro differenziale della soletta di copertura</i>	<i>28</i>
7.3.3	<i>Azione sismica</i>	<i>32</i>
7.3.4	<i>Terreno di ricoprimento</i>	<i>33</i>
7.3.5	<i>Vento</i>	<i>34</i>

8	COMBINAZIONI DI CARICO	35
9	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI	39
10	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.....	43
10.1	VERIFICA SOLETTA INFERIORE	45
10.1	VERIFICA SOLETTA SUPERIORE	49
10.1	VERIFICA PIEDRITTI	54
10.2	VERIFICA SBALZI.....	58
	10.2.1 Tabella riepilogativa incidenza ferri.....	63
10.1	VERIFICA RIBALTAMENTO	63
11	VERIFICHE GEOTECNICHE	65
11.1	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI.....	72

1 PREMESSA

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

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, compreso tra le progressive 6+431 e 6+992.

La sezione trasversale retta ha una larghezza interna di $L_{int} = 3.40$ m ed un'altezza netta di $H_{int} = 9.70$ m; lo spessore della platea di fondazione è di $S_f = 1.20$ 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. Gli sbalzi di lunghezza 2,55m hanno spessore medio di 0.50m.

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

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

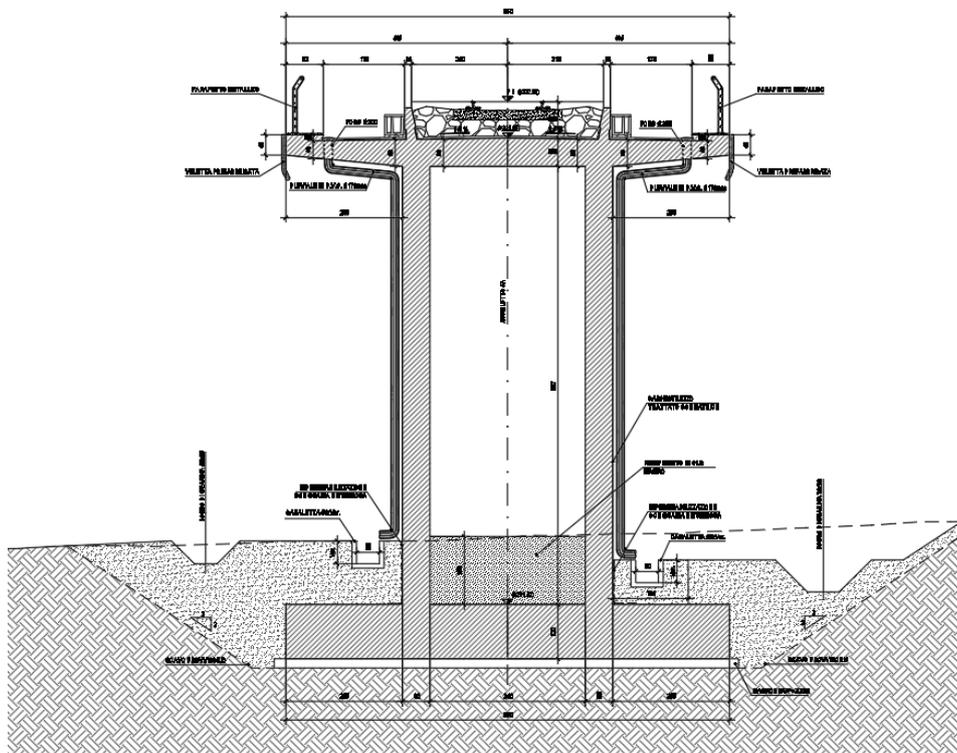


Fig. 1 – Sezione trasversale dell'opera

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 strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-2:2006: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture 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

3.1 Calcestruzzo fondazione

Classe di resistenza:

C25/30

Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24.9	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	32.9	N/mm^2
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2.56	N/mm^2
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.07	N/mm^2
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	31447	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	1.79	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3.33	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	14.1	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.19	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	24.9	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	1.79	N/mm^2
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	14.94	N/mm^2
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	11.21	N/mm^2
Classe di esposizione		XC2	

Copriferro

40mm

3.2 Calcestruzzo elevazione

Classe di resistenza:

C32/40

Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	40	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	33.2	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	41.2	N/mm^2
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm^2
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.72	N/mm^2
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	33643	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.17	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4.03	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	18.8	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.45	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	33.2	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2.17	N/mm^2
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	19.92	N/mm^2
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	14.94	N/mm^2
Classe di esposizione		XC4	

Copriferro

50mm

3.3 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 $E_s = 210'000 \text{ MPa}$.

3.4 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

3.4.1 Stato limite di limitazione delle 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 a trazione" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario RFI DTC INC PO SP IFS 001 A", 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 $0.75 f_{yk}$.

3.4.1 Stato limite di 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	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

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:

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

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

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

Data la maggior restrittività, 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 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 riportata al C4.1.2.2.4.5 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
$\varphi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata

4.2 Terreno di fondazione

Per i parametri geologico-geotecnici si fa riferimento ad:

Unità ba – Argille limose (Alluvioni attuali e recenti)

$g = 19 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\Phi' = 25^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 100 \text{ kPa}$	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
$G_0 = 10 \div 120 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_0 = 25 \div 320 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale
$k = 10^{-8} \div 10^{-6} \text{ m/s}$	permeabilità

4.3 Interazione terreno-struttura

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:

- $s = B \cdot c_t \cdot (q - \sigma_{v0}) \cdot (1 - \nu^2) / E$

dove:

- s = cedimento elastico totale;
- B = lato minore della fondazione;
- ct = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 (L = lato maggiore della fondazione):

$$ct = 0.853 + 0.534 \ln(L / B) \quad \text{rettangolare con } L / B \leq 10$$

$$ct = 2 + 0.0089 (L / B) \quad \text{rettangolare con } L / B > 10$$

- q = pressione media agente sul terreno;
- σ_{v0} = tensione litostatica verticale alla quota di posa della fondazione;
- ν = coefficiente di Poisson del terreno;
- E = modulo elastico medio del terreno sottostante.

Il valore della costante di sottofondo k_w è valutato attraverso il rapporto tra il carico applicato ed il corrispondente cedimento pertanto, si ottiene:

- $k_w = E / [(1-\nu^2) \cdot B \cdot ct]$

Di seguito si riportano in forma tabellare i risultati delle valutazioni effettuate per il caso in esame, avendo considerato per E'_{op} un valore medio di quello indicato per l'Unità Geotecnica in esame.

E =	22000	kN/m ²
ν =	0.3	
B =	9.7	m
L =	14.0	m
L/B =	1.44	
c_t =	1.05	
K_w =	2376	kN/m ³

Cautelativamente si limita, ai fini del calcolo, il valore della costante di sottofondo a circa 2000kN/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. 14 gennaio 2008 e relativa circolare applicativa.

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 valutati 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 14.01.18, si ottiene per il sito in esame:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATTITUDINE:

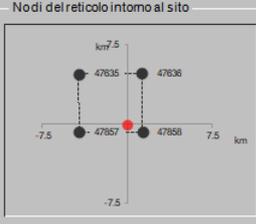
Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche:
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo:
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione:

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

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 info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

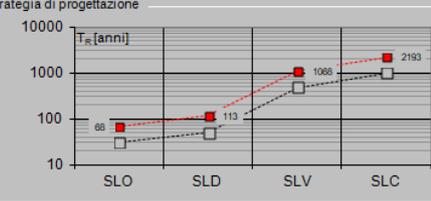
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE: $\left\{ \begin{array}{l} \text{SLO} - P_{VR} = 81\% \quad \text{68} \\ \text{SLD} - P_{VR} = 63\% \quad \text{113} \end{array} \right.$

Stati limite ultimi - SLU: $\left\{ \begin{array}{l} \text{SLV} - P_{VR} = 10\% \quad \text{1068} \\ \text{SLC} - P_{VR} = 5\% \quad \text{2193} \end{array} \right.$

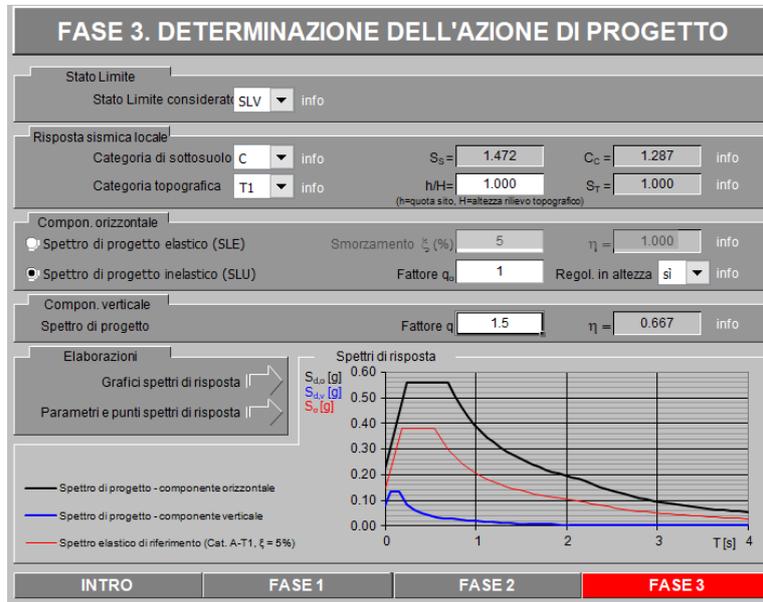
Elaborazioni:
 Grafici parametri azione
 Grafici spettri di risposta
 Tabella parametrizzazione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO
 - - - - - Strategia per costruzioni ordinarie
 Strategia scelta

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



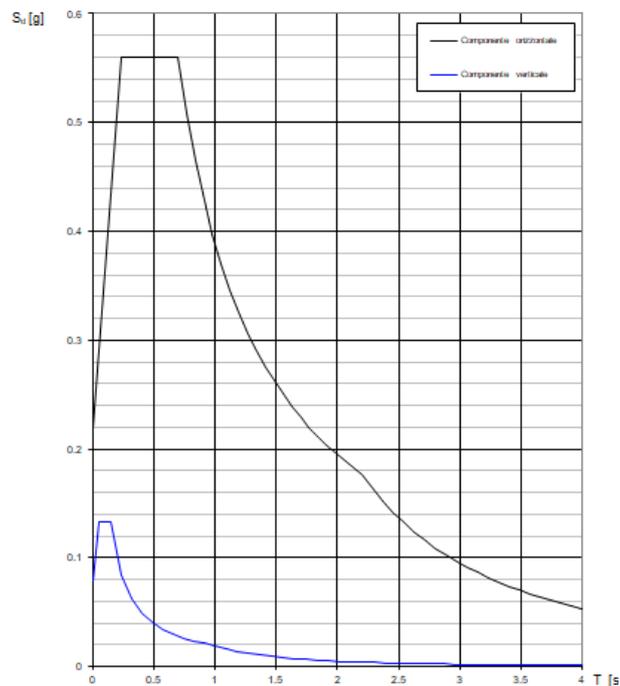
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_s	0.150 g
F_a	2.543
T_c	0.540 s
S_s	1.472
C_c	1.287
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.472
η	1.000
T_a	0.232 s
T_c	0.695 s
T_b	2.199 s



6 SOFTWARE DI CALCOLO

6.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo adottati

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

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

6.2 Unità di misura

Le unità di misura adottate sono le seguenti:

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

6.3 Grado di affidabilità del codice

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

6.4 Valutazione della correttezza del modello

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

6.5 Caratteristiche dell'elaborazione

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

caratteristiche tecniche:

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

6.6 Giudizio finale sulla accettabilità dei calcoli

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

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

6.7 Programmi di servizio

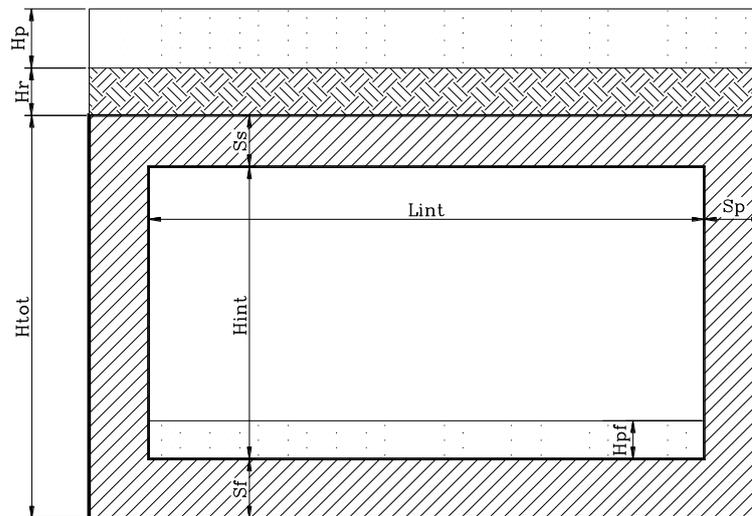
Per le verifiche delle sezioni si adotta il programma: "RC-SEC" – Autore GEOSTRU Software. ANALISI DEI CARICHI E FASI

7 SCATOLARE

La dimensione interna è di 3.40m e l'altezza interna pari a 9.70m, con soletta superiore di spessore 0.60m, piedritti di spessore 0.60m e soletta inferiore di spessore 1.20m.

Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. In figura si riporta schematicamente la geometria dell'opera.

7.1 Geometria



DATI GEOMETRICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
larghezza totale scatolare	L_{tot}	4.60	m
larghezza utile scatolare	L_{int}	3.40	m
larghezza interasse	L_a	4.00	m
spessore soletta superiore	S_s	0.60	m
spessore piedritti	S_p	0.60	m
spessore fondazione	S_f	1.20	m
altezza totale scatolare	H_{tot}	11.50	m
altezza libera scatolare	H_{int}	9.70	m
			m
spessore ballast + ricoprimento	$H_{p\sup}$	0.80	m
	$H_{R\sup}$	0.00	m
spessore pacchetto interno	$H_{p\inf}$	0.00	m
spessore ricoprimento interno	$H_{R\inf}$	1.50	m

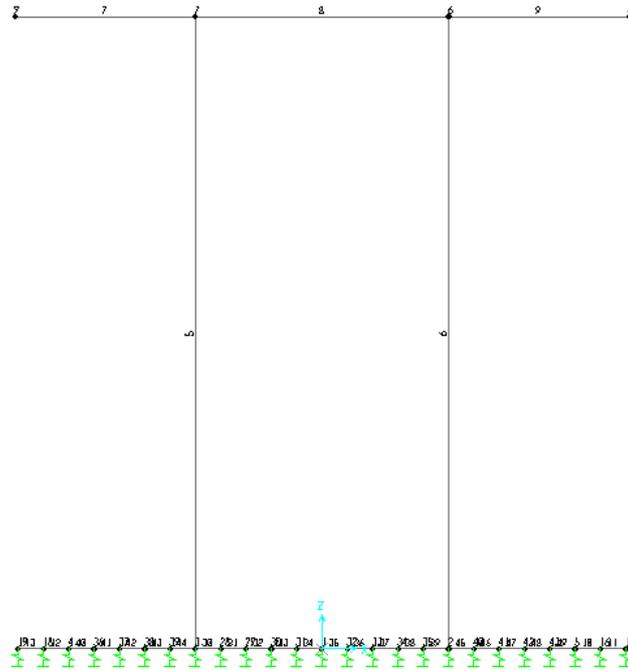
7.2 Modello di calcolo

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.



Numerazione aste e nodi

7.2.1 Valutazione della rigidità delle molle

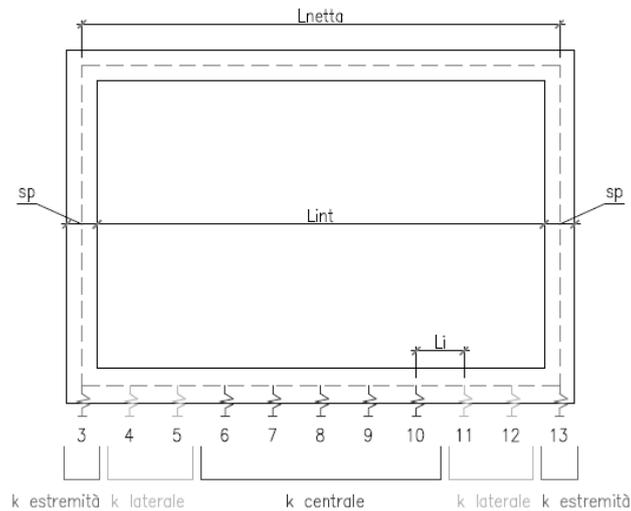
Si considera lo scatolare appoggiato su di un letto di molle (schematizzazione alla Winkler) assegnando alle aste di fondazione del modello un valore di “linear spring” pari a $k = 2000 \text{ kN/m}^3$ in funzione dell’interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

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]

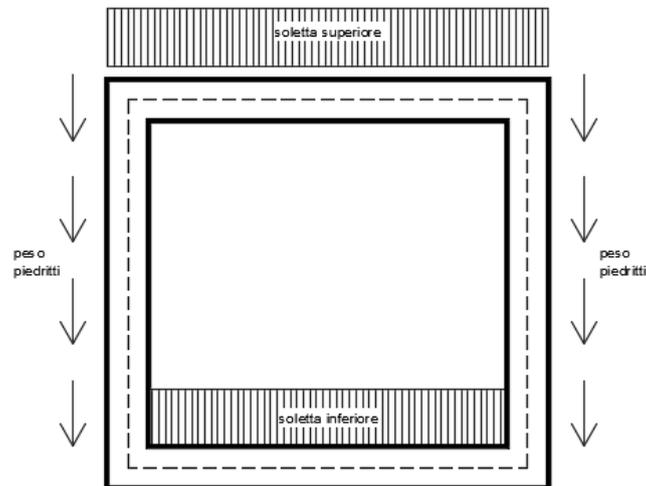
Molle laterali $k_3 = 2 * k *(i/2 + S_p/2)$ [kN/m]



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 0 cm	0.00 kN/m
	- Totale	14.40 kN/m
<u>Soletta inferiore</u>	- Peso proprio	30.00 kN/m
	- Totale	30.00 kN/m
	- Peso pacchetto interno 0 cm	0.00 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento interno	36.00 kN/m
	- Totale	36.00 kN/m
<u>Piedritti</u>	- Peso proprio	15.00 kN/m
	- Totale	15.00 kN/m



Si applica inoltre:

- Muri paraballast: 3.75kN
- Canalette: 2.0 kN

7.3.2 Carichi sbalzi impalcato

Sugli sbalzi si prevedono i seguenti carichi:

Permanenti non strutturali:

- Peso veletta e barriera antirumore: $2.35+16 = 18.4$ kN/m
- Peso pavimentazione + impianti: 3.0 kN/m²

Variabili:

- Q= 5.0 kN/mq

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 risulta interessata dalla falda.

7.3.2 Treni di carico

7.3.2.1 Treno di carico LM71

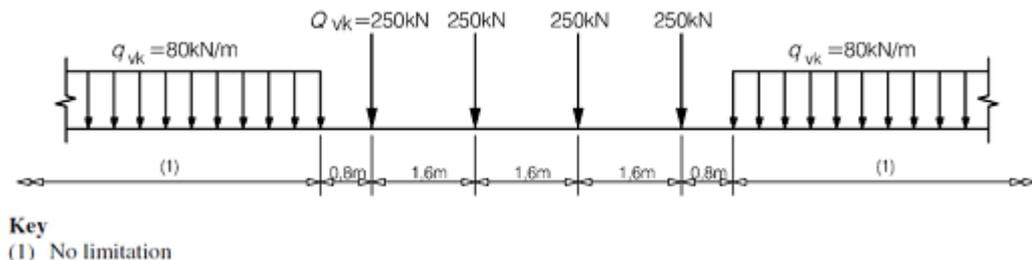


Fig. 2 –Load model 71 (al punto 6.3.2. della norma EN 1991-2:2003)

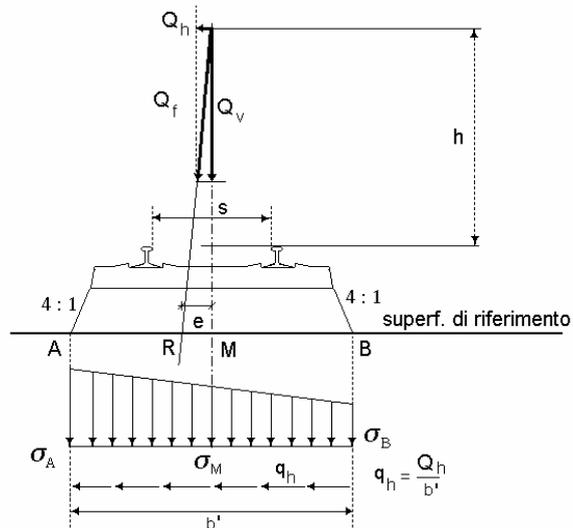
$\alpha =$ coefficiente di adattamento = 1.10

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

$$L_{\Phi} = 1.3 * [(1/3) * (2 * H_{\text{tot}} + L_{\text{tot}})] = 11.96 \text{ m}$$

$$\Phi_3 = [2.16 / (L_{\Phi}^{0.5} - 0.2)] + 0.73 = 1.39$$

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



$$L_{\text{trassv}} = 2.4 + [0.35/4 + S_s/2] * 2 = 3.18 \text{ m}$$

$$L_{\text{long}} = 1.60 * 3 + [0.35/4 + S_s/2] * 2 = 5.58 \text{ m}$$

In senso longitudinale si è assunto che il carico si distribuisce sull'intero ingombro dei suoi assi, pari a $L_{\text{long}} = 5.58\text{m}$.

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

Carico ripartito prodotto dalle forze concentrate

$$= 4 * 250 * 1.1 * \Phi_3 / (L_{\text{trassv}} * L_{\text{long}}) = 86.56 \text{ kN/m}^2$$

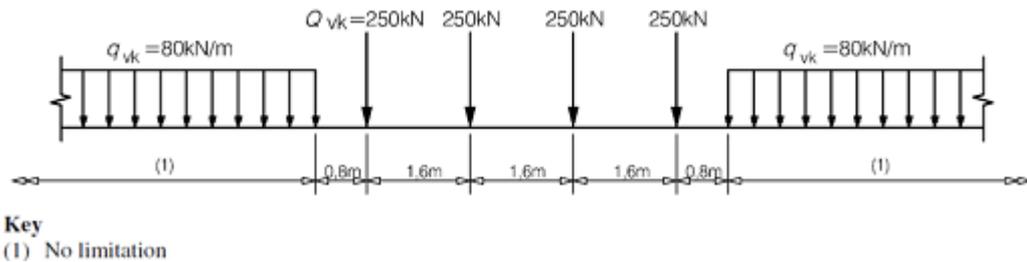
Carico ripartito prodotto dal carico distribuito (80 kN/m)

$$= 80 * 1.1 * \Phi_3 / L_{\text{trassv}} = 38.61 \text{ kN/m}^2$$

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.

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

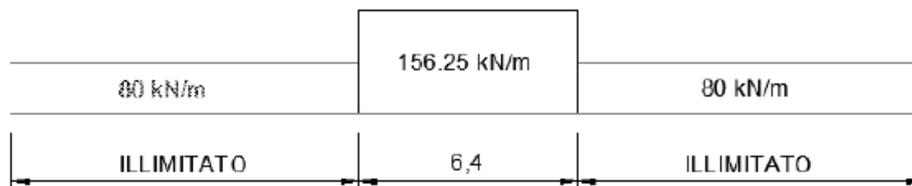
Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



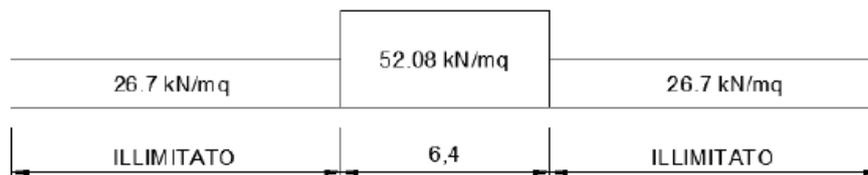
Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

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:



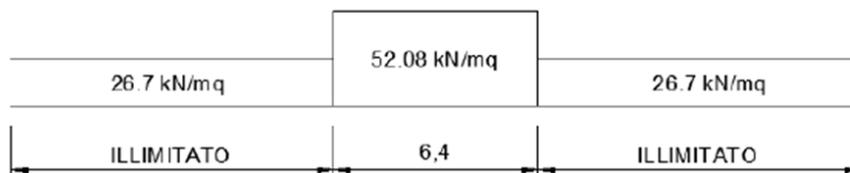
A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

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 carico diffuso sino all'asse della soletta risulta pari ad 43.4 kN/m.

Ai fini delle verifiche del carico equivalente si considera, a vantaggio di sicurezza 86.56 kN/m² poiché maggiori di quelli calcolati con riferimento alle STI, pari a 43.4 kN/m².

7.3.1 Frenatura

L'azione di frenatura/avviamento viene trascurata perché agente nella direzione longitudinale dell'opera.

7.3.1 Serpeggio

L'azione del serpeggio, divisa per lo sviluppo longitudinale dell'opera, risulta trascurabile per l'analisi in esame

($100\text{kN}/14\text{m}=7.2\text{kN}$)

7.3.1 Centrifuga

L'opera è in rettilineo.

7.3.1 Variazione termica

Si considera una variazione termica costante di $\pm 15^{\circ}\text{C}$ e un gradiente di $\pm 5^{\circ}\text{C}$, agente sugli elementi fuori terra.

7.3.2 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

ClS a t=0

R_{ck}	=	40	N/mm ²	<i>Resistenza a compressione cubica caratteristica</i>
f_{ck}	=	33.2	N/mm ²	<i>Resistenza a compressione cilindrica caratteristica</i>
f_{cm}	=	41.2	N/mm ²	<i>Resistenza a compressione cilindrica media</i>
α	=	1.0E-05		
E_{cm}	=	33643	N/mm ²	<i>Modulo elastico secante medio</i>

Tempo e ambiente

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

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

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

$$\phi_0 = \phi RH \beta_c(f_{cm}) \beta_c(t_0) = 127.48 \text{ coeff nominale di viscosità}$$

$$\phi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 = 1.203 \text{ coeff che tiene conto dell'umidità}$$

$$\alpha_1 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.7} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0.892 \text{ coeff per la resistenza del cls}$$

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

0.968 *coeff per la resistenza del cls*

$$\beta_c(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} =$$

2.617 *coeff che tiene conto della resistenza del cls*

$$\beta_c(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} =$$

0.649 *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 *coeff. per la variabilità della viscosità nel tempo*

$$\alpha =$$

1 *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 *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 *coeff che tiene conto dell'umidità relativa*

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

0.922 *coeff per la resistenza del calcestruzzo*

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

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} =$$

11281951 kN/m²

Deformazioni di ritiro

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) =$$

0.000332 *deformazione di ritiro $\varepsilon(t, t_0)$*

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_b \varepsilon_{cd,0} =$$

0.000274 *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

$K_h =$

0.7

parametro che dipende da h_0
secondo il prospetto seguente

Valori di k_h

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

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

$$\varepsilon_{ca,0} = 0.85 \left[(200 + 100 \alpha_{ds1}) \exp\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] 10^{-6} \beta_{RH} = 0.000416$$

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

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

$$RH0 = 100 \%$$

$$\alpha_{ds1} = 6$$

$$\alpha_{ds2} = 0.11$$

coeff per il tipo di cemento (3 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)

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca,00} = 0.000058 \text{ deformazione dovuta al ritiro autogeno}$$

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

$$\varepsilon_{ca00} = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 0.000058$$

Variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

$$\Delta T_{\text{ritiro}} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) E_{cm}}{(1 + \varphi(t, t_0)) E_{cm} \alpha} = -11.12 \text{ } ^\circ\text{C}$$

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

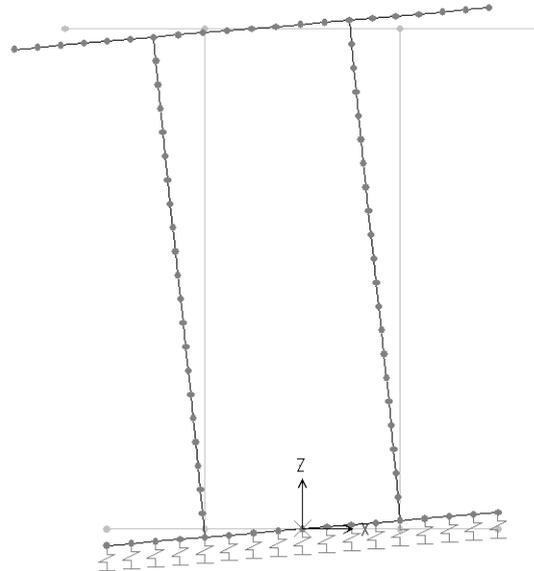
7.3.3 Azione sismica

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell' analisi Dinamica agli Spettri di risposta.

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi modale:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UZ	SumUX	SumUZ	RY	SumRY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Modale	Mode	1	0.67	41.45%	0.00%	41.45%	0.00%	99.19%	99.19%
Modale	Mode	2	0.25	0.00%	99.97%	41.45%	99.97%	0.00%	99.19%
Modale	Mode	3	0.11	2.90%	0.00%	44.35%	99.97%	0.80%	99.99%
Modale	Mode	4	0.07	0.00%	0.02%	44.35%	99.99%	0.00%	99.99%
Modale	Mode	5	0.05	1.59%	0.00%	45.94%	99.99%	0.01%	100.00%
Modale	Mode	6	0.04	0.00%	0.00%	45.94%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	7	0.04	2.79%	0.00%	48.73%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	8	0.03	0.00%	0.00%	48.73%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	9	0.02	0.00%	0.00%	48.73%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	10	0.02	0.68%	0.00%	49.42%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	11	0.02	1.68%	0.00%	51.10%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	12	0.02	0.00%	0.00%	51.10%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	13	0.01	0.00%	0.00%	51.10%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	14	0.01	3.59%	0.00%	54.69%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	15	0.01	0.12%	0.00%	54.81%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	16	0.01	0.00%	0.00%	54.81%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	17	0.01	0.00%	0.00%	54.81%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	18	0.01	23.89%	0.00%	78.69%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	19	0.01	0.00%	0.00%	78.69%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	20	0.01	13.60%	0.00%	92.29%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	21	0.01	0.00%	0.00%	92.29%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	22	0.01	0.00%	0.00%	92.29%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	23	0.01	0.13%	0.00%	92.42%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	24	0.01	0.00%	0.00%	92.42%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	25	0.01	0.07%	0.00%	92.49%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	26	0.00	0.00%	0.00%	92.49%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	27	0.00	0.00%	0.00%	92.49%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	28	0.00	0.00%	0.00%	92.49%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	29	0.00	0.00%	0.00%	92.49%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	30	0.00	0.00%	0.00%	92.49%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	31	0.00	0.01%	0.00%	92.50%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	32	0.00	0.00%	0.00%	92.50%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	33	0.00	0.00%	0.00%	92.50%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	34	0.00	0.00%	0.00%	92.50%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	35	0.00	0.33%	0.00%	92.83%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	36	0.00	0.00%	0.00%	92.83%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	37	0.00	0.14%	0.00%	92.97%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	38	0.00	2.59%	0.00%	95.56%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	39	0.00	0.00%	0.00%	95.56%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	40	0.00	0.00%	0.00%	95.56%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	41	0.00	0.49%	0.00%	96.05%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	42	0.00	0.31%	0.00%	96.36%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	43	0.00	0.01%	0.00%	96.37%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	44	0.00	0.00%	0.00%	96.37%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	45	0.00	0.00%	0.00%	96.37%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	46	0.00	0.15%	0.00%	96.52%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	47	0.00	0.02%	0.00%	96.54%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	48	0.00	0.00%	0.00%	96.54%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	49	0.00	0.00%	0.00%	96.54%	100.00%	0.00%	100.00%
Modale	Mode	50	0.00	0.08%	0.00%	96.62%	100.00%	0.00%	100.00%

Si può notare come la massa eccitata sia >dell'85%.



Primo modo di vibrare

Si progetta la struttura come “Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste” in CD B, adoperando un fattore di struttura pari ad $q=1,5$.

Per quanto riguarda la fondazione, in accordo con il cap. 7.2.5 delle NTC, deve essere progettata per rimanere in campo elastico, pertanto la verifica della stessa sarà condotta utilizzando un fattore di struttura pari ad $q=1,0$.

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

Dove nel caso specifico si assumerà per i carichi dovuti al transito dei convogli ferroviari $\psi_{2j} = 0,2$.

7.3.4 *Terreno di ricoprimento*

Il peso del terreno di ricoprimento viene valutato come:

$$P = \gamma * H = 20 \text{ kN/m}^3 * 1 \text{ m} = 20 \text{ kN/mq}$$

La spinta statica viene valutata come

$$P_{\text{sup}} = K_o * \gamma * z = 0,5 * 20 \text{ kN/m}^3 * 0 \text{ m} = 0 \text{ kN/mq}$$

$$P_{inf} = K_o * \gamma * H = 0.5 * 20 \text{ kN/m}^3 * 1 \text{ m} = 10 \text{ kN/mq}$$

La spinta sismica viene valutata tramite la teoria di Wood:

$$\Delta P = K_h * \gamma * H = 0.221 * 20 \text{ kN/m}^3 * 1 \text{ m} = 4.42 \text{ kN/mq}$$

7.3.5 Vento

Azione del Vento - generale - NTC08 e EC 1-1-4:2005				
Condizione (ponte carico o scarico)		scarico	carico	
Altitudine sul livello del mare	as	200	200	m
Zona	Z	IV	IV	
Parametri	Vb,0	28	28	m/s
Parametri	ao	500	500	m
Parametri	ka	0.02	0.02	1/s
Velocità di riferimento (Tr=50anni)	vb=vb0 + ka*(as-a0)	28	28	m/s
Periodo di ritorno considerato	TR	112.5	112.5	anni
	αR	1.05	1.05	
Velocità di riferimento	Vb(TR)	29.28	29.28	m/s
Densità dell'aria	ρ	1.25	1.25	kg/mc
Pressione cinetica di riferimento	qb=0.5*ρ*vb²	0.54	0.54	kN/mq
Classe di rugosità del terreno		D	D	
Distanza dalla costa		<30	<30	km
Altitudine sul livello del mare		<500	<500	m
Categoria di esposizione del sito	Cat	2	2	
Vento su impalcato				
Parametri	kr	0.19	0.19	
Parametri	z0	0.05	0.05	m
Parametri	zmin	4	4	m
Altezza di riferimento per l'impalcato (EC punto 8.3.1(6))	z	12.3	12.3	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.49	2.49	
Larghezza impalcato	b	9.7	9.7	m
Altezza impalcato	h1	9.5	10.2	m
Altezza treno o parapetto	h2	1.5	4	m
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o treno)	dtot	11	14.2	m
Rapporto di forma	b/dtot	0.88	0.68	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	cfx	2.24	2.30	
Riepilogo				
Pressione cinetica di riferimento	qb	0.54	0.54	kN/mq
Coefficiente di esposizione	ce	2.49	2.49	
Coefficiente di forza	cfx	2.24	2.30	
Altezza di riferimento (EC punto 8.3.1 (4) e (5))	d	11	14.2	m
Forza statica equivalente a m/l	f=prodotto	32.7	43.4	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	2.98	3.06	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1.5	1.5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	32.7	43.4	kN/m

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	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	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
Vento	VEN
Ritiro	RIT
Variazione termica	ΔT
Vento ponte scarico	V_SC
Azione sismica orizzontale	E _H
Azione sismica verticale	E _V

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	RI 12 00 001	A	38 di 72

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	VEN	V_SC	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	1.50	1.00	1.20	1.50	1.50	-								
n° 3 SLU-STR	1.35	1.00	1.50	1.20	1.50	1.50						0.90			
n° 04 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	1.50	1.50	1.35	-	-	-	-	0.90		-	-
n° 05 SLU-STR	1.35	1.50	1.00	1.20	1.50	1.50	1.35					0.90			
n° 06 SLU-STR	1.35	1.00	1.50	1.20	1.50	1.50	1.35					0.90			
n° 07 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	0.72	0.90	1.50	1.35	1.45	-	1.45	1.45	-		-	-
n° 08 SLU-STR	1.35	1.50	1.00	0.72	0.90	1.50	1.35	1.45	-	1.45	1.45				
n° 09 SLU-STR	1.35	1.00	1.50	0.72	0.90	1.50	1.35	1.45	-	1.45	1.45				
n° 10 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	0.72	0.90	1.50	1.35	1.16	1.45	1.45	1.45	1.50		-	-
n° 11 SLU-STR	1.35	1.50	1.00	0.72	0.90	1.50	1.35	1.16	1.45	1.45	1.45	1.50			
n° 12 SLU-STR	1.35	1.00	1.50	0.72	0.90	1.50	1.35	-	1.45	1.45	1.45	1.50			
n° 13 SLU-STR	1.35	1.75	1.35	0.72	0.90	1.50	1.35	1.45	-	1.45	-	0.90		-	-
n° 14 SLU-STR	1.35	1.50	1.00	0.72	0.90	1.50	1.35	1.45	-	1.45	-	0.90		-	-
n° 15 SLU-STR	1.35	1.00	1.50	0.72	0.90	1.50	1.35	1.45	-	1.45	-	0.90		-	-
n° 16 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	0.72	0.90	1.50	-	-	-	-	-	-	1.5	-	-
n° 17 SLU – SISMICA q=1.5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20	-	0.20	-	-		1.00	0.30
n° 18 SLU - SISMICA q=1.5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20	-	0.20	-	-		1.00	-0.30
n° 19 SLU - SISMICA q=1.5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	0.20	-	0.20	-	-		1.00	0.30
n° 20 SLU – SISMICA q=1.5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	0.20	-	0.20	-	-		1.00	-0.30
n° 21 SLU - SISMICA q=1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20	-	0.20	-	-		1.00	0.30
n° 22 SLU - SISMICA q=1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20	-	0.20	-	-		1.00	-0.30
n° 23 SLU - SISMICA q=1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	0.20	-	0.20	-	-		1.00	0.30
n° 24 SLU - SISMICA q=1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	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	-	-		-	-
GEO - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	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	-	-		-	-
SLE - Frequente	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.80	-	0.80	-	0.5		-	-
SLE - Rara	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	1.00	1.00	-	1.00	1.00	0.6		-	-

(Nota: le variazioni termiche sono considerate con entrambe i segni; nella tabella precedente si sono riportate solo le combinazioni principali)

9 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

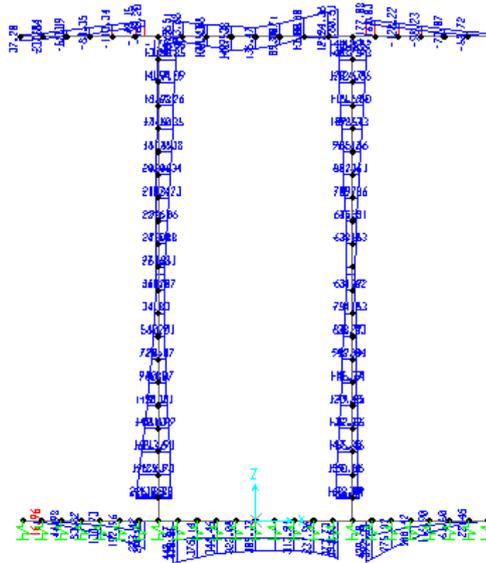


Fig. 3 – Involuppo momenti flettenti SLU

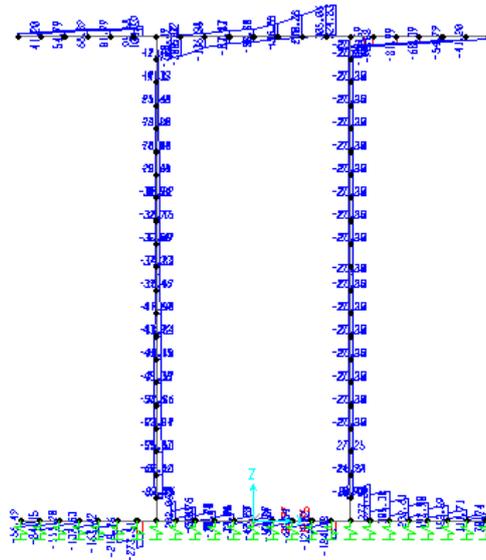


Fig. 4 – Involuppo sforzi taglienti SLU

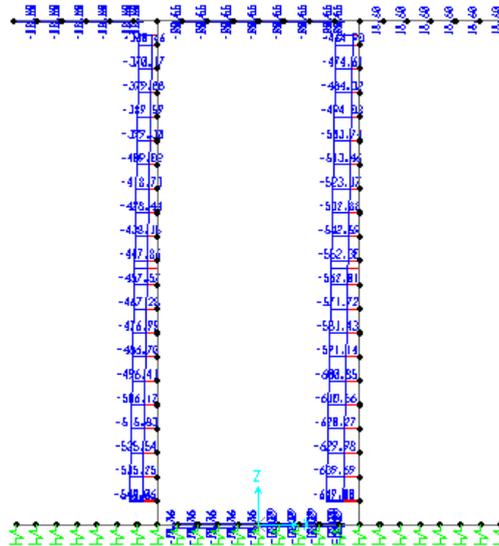


Fig. 5 – Inviluppo azioni assiali SLU

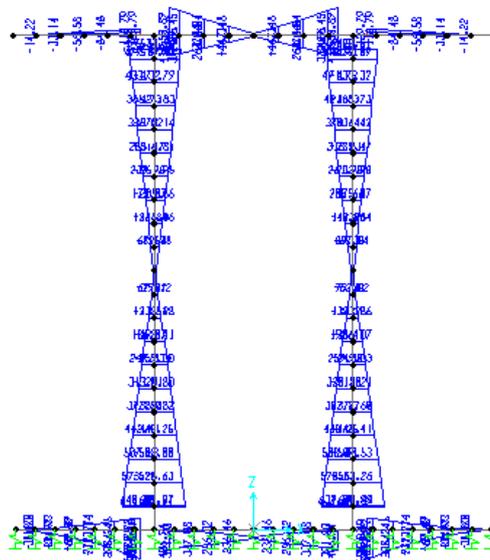


Fig. 6 – Inviluppo momenti flettenti SLV (q=1)

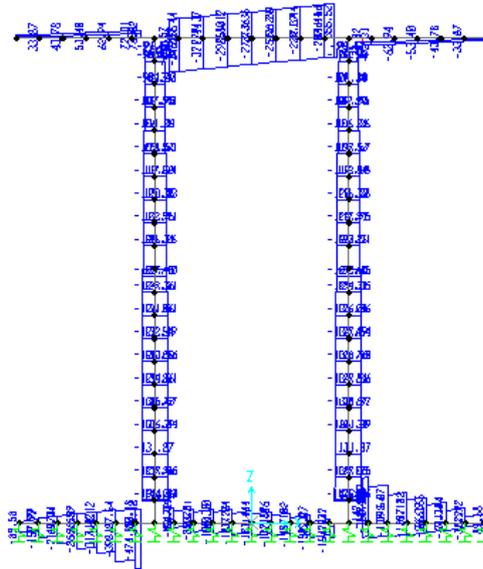


Fig. 7 – Involuppo sforzi taglianti SLV(q=1)

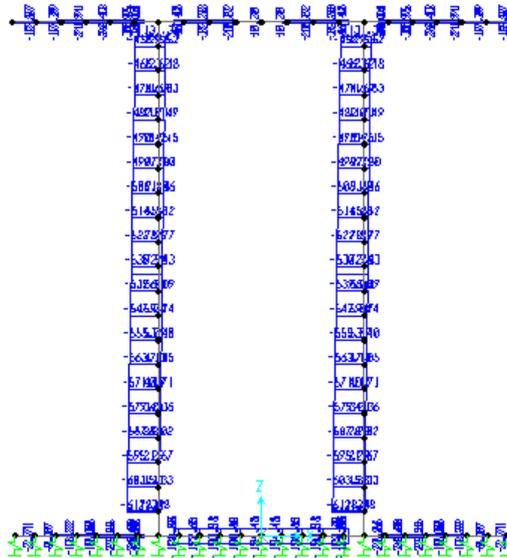


Fig. 8 – Involuppo azioni assiali SLV(q=1)

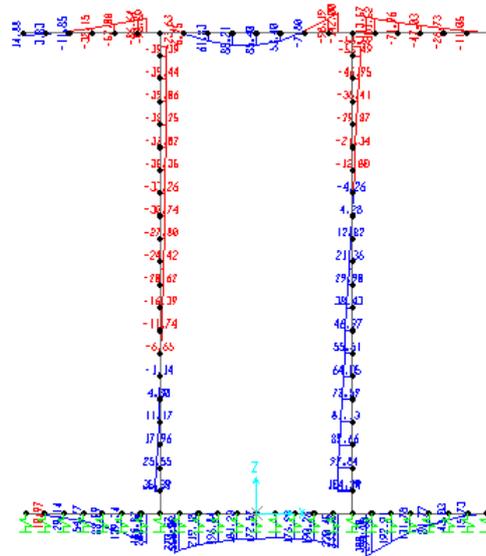


Fig. 9 – Inviluppo momenti flettenti SLE rara

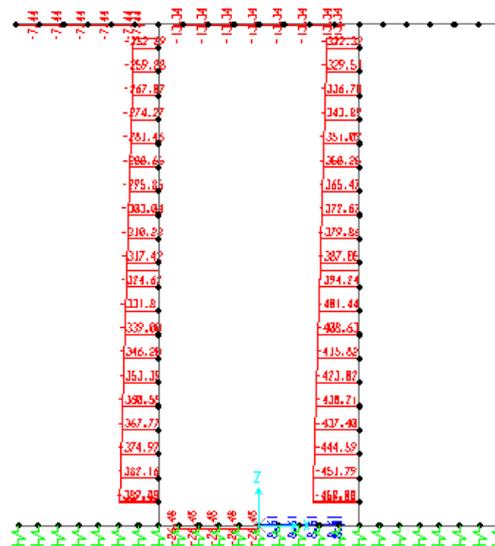


Fig. 10 – Inviluppo azioni assiali SLE rara

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.

Analisi con $q=1,5$

Sbalzi:

TABLE: Element Forces - Frames					
Station	OutputCase	CaseType	P	V2	M3
m	Text	Text	KN	KN	KN-m
0.3	SLU16-STR	Combination	19	101	-177
0	SLU16-STR	Combination	-19	101	37
0.3	SLE-RARA	Combination	0	-71	-114
2.85	SLE-RARA	Combination	0	-18	0
0.3	SLE-FREQ	Combination	0	-68	-110
2.85	SLE-FREQ	Combination	0	-18	0
0.3	SLE-QP	Combination	0	-60	-101
2.85	SLE-QP	Combination	0	-18	0

Soletta sup.:

TABLE: Element Forces - Frames					
Station	OutputCase	CaseType	P	V2	M3
m	Text	Text	KN	KN	KN-m
3.7	SLU17-SIS	Combination	27	325	-402
3.7	SLU26-SIS	Combination	-32	325	255
3.7	SLE-RARA	Combination	14		-179
1.5	SLE-RARA	Combination	11		97
0.3	SLE-FREQ	Combination	4		-110
2	SLE-FREQ	Combination	2		70
0.3	SLE-QP	Combination	-1		-94
2	SLE-QP	Combination	-3		11

Piedritti:

TABLE: Element Forces - Frames					
Station	OutputCase	CaseType	P	V2	M3
m	Text	Text	KN	KN	KN-m
0.47	SLU10-SIS	Combination	490	100	-431
0.47	SLU10-SIS	Combination	93	100	431
9.77	SLE-RARA	Combination	320		-95
0.47	SLE-RARA	Combination	459		104
0.96	SLE-FREQ	Combination	386		-33
0.96	SLE-FREQ	Combination	386		33
9.77	SLE-QP	Combination	162		-37
9.77	SLE-QP	Combination	162		37

Analisi con q=1,0

Soletta inf.:

TABLE: Element Forces - Frames					
Station	OutputCase	CaseType	P	V2	M3
m	Text	Text	KN	KN	KN-m
0.30	SLU16-SIS	Combination	29	475	-234
0.30	SLU05-SIS	Combination	-29	475	598
0.00	SLE-RARA	Combination	0		0
0.30	SLE-RARA	Combination	28		314
0.00	SLE-FREQ	Combination	0		0
0.10	SLE-FREQ	Combination	7		270
0.00	SLE-QP	Combination	0		0
0.10	SLE-QP	Combination	12		230

10.1 Verifica soletta inferiore

Si adottano spille $9\varnothing 8/mq$

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.080	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	137.50	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 $\beta 1 \cdot \beta 2$:	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: C25/30

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	120.0
3	50.0	120.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.2	8.8	22
2	-41.2	111.2	22
3	41.2	111.2	22
4	41.2	8.8	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

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	RI 12 00 001	A	46 di 72

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	3	22

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 8 mm
 Passo staffe: 22.0 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	28.86	-234.19	475.00
2	-28.86	598.03	475.00

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	28.04	313.84	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	7.07	269.55 (727.01)	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	11.72	229.94 (730.80)	0.00 (0.00)

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	RI 12 00 001	A	47 di 72

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.7	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.0	cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.9	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	28.86	-234.19	28.85	-827.12	3.54	57.0(36.0)
2	S	-28.86	598.03	-28.88	1561.71	2.62	57.0(36.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	0.0	-0.00023	-41.2	8.8	-0.04361	-41.2	111.2
2	0.00350	-50.0	120.0	0.00062	-41.2	111.2	-0.03294	-41.2	8.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
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	-0.000423642	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000327654	-0.035818526	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	8	mm
Passo staffe:	22.0	cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = V_y ortogonale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	RI 12 00 001	A	48 di 72

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	475.00	2638.61	482.31116.7	107.9	100.0	2.500	1.002	4.5	4.6(0.0)
2	S	475.00	2610.50	477.99115.7	106.9	100.0	2.500	1.000	4.5	4.6(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	1.91	-50.0	120.0	-77.8	-32.0	8.8	2200	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 fctm
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 Smax / Es [(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	22.0	77	0.00023 (0.00023)	478	0.112 (0.20)	736.75	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	1.63	-50.0	120.0	-68.9	-32.0	8.8	2200	38.0

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	RI 12 00 001	A	49 di 72

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	-0.00038	0	0.500	22.0	77	0.00021 (0.00021)	478	0.099 (0.20)	727.01	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	1.39	-50.0	120.0	-58.1	-4.6	8.8	2200	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	-0.00032	0	0.500	22.0	77	0.00017 (0.00017)	478	0.083 (0.20)	730.80	0.00

10.1 Verifica soletta superiore

Si adottano spille 14Ø8/mq

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.800 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.400 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	182.60 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

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	RI 12 00 001	A	50 di 72

Classe Conglomerato: C32/40

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	-41.4	8.6	20
2	-41.4	51.4	20
3	41.4	51.4	20
4	41.4	8.6	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: 8 mm
Passo staffe: 14.4 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	26.82	-401.58	325.00
2	-31.78	255.20	325.00

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	13.73	-178.64	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	RI 12 00 001	A	51 di 72

2 11.40 96.54 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	3.74	-110.36 (-231.44)	0.00 (0.00)
2	1.79	70.18 (231.23)	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	-0.91	-94.50 (-230.36)	0.00 (0.00)
2	-2.85	10.61 (224.15)	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: 7.2 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.8 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	26.82	-401.58	26.78	-597.30	1.49	62.8(18.0)
2	S	-31.78	255.20	-31.74	584.44	2.29	62.8(18.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	RI 12 00 001	A	52 di 72

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	-0.00005	-41.4	8.6	-0.01774	41.4	51.4
2	0.00350	-50.0	60.0	-0.00011	-41.4	51.4	-0.01809	-41.4	8.6

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	-0.000413225	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000420008	-0.021700454	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 8 mm
Passo staffe: 14.4 cm [Passo massimo di normativa = 24.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = V_y ortogonale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[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	325.00	1559.95	327.90	56.6 48.0	100.0	2.500	1.002	6.9	7.0(0.0)
2	S	325.00	1558.02	328.27	56.7 48.1	100.0	2.500	1.000	6.9	7.0(0.0)

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.85	-50.0	0.0	-123.3	32.2	51.4	1450	31.4
2	S	2.08	-50.0	60.0	-66.0	-32.2	8.6	1450	31.4

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

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	RI 12 00 001	A	53 di 72

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00077	0	0.500	20.0	76	0.00037 (0.00037)	415	0.154 (0.20)	-232.52	0.00
2	S	-0.00041	0	0.500	20.0	76	0.00020 (0.00020)	415	0.082 (0.20)	233.56	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	2.37	-50.0	0.0	-76.9	32.2	51.4	1450	31.4
2	S	1.51	-50.0	60.0	-49.0	-41.4	8.6	1450	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	-0.00048	0	0.500	20.0	76	0.00023 (0.00023)	415	0.096 (0.20)	-231.44	0.00
2	S	-0.00030	0	0.500	20.0	76	0.00015 (0.00015)	415	0.061 (0.20)	231.23	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	2.03	-50.0	0.0	-66.5	32.2	51.4	1450	31.4
2	S	0.22	-50.0	60.0	-7.9	-23.0	8.6	1500	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	-0.00041	0	0.500	20.0	76	0.00020 (0.00020)	415	0.083 (0.20)	-230.36	0.00
2	S	-0.00005	0	0.500	20.0	76	0.00002 (0.00002)	421	0.010 (0.20)	224.15	0.00

10.1 Verifica piedritti

Si adottano spille $9\varnothing 8/mq$

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.800	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.400	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	182.60	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 $\beta 1 \cdot \beta 2$:	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: C32/40

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	-41.2	8.8	20
2	-41.2	51.2	20
3	41.2	51.2	20
4	41.2	8.8	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

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	RI 12 00 001	A	55 di 72

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: 8 mm
 Passo staffe: 23.9 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	490.38	-431.28	100.00
2	93.40	431.28	100.00

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	319.62	-95.21	0.00
2	459.06	104.24	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	386.34	-32.85 (-231.44)	0.00 (0.00)
2	386.34	32.85 (231.23)	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
---------	---	----	----

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	RI 12 00 001	A	56 di 72

1	162.26	-36.92 (-432.90)	0.00 (0.00)
2	162.26	36.92 (432.90)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.8	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.2	cm
Copriferro netto minimo staffe:	7.0	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	490.38	-431.28	490.38	-695.63	1.61	62.8(18.0)
2	S	93.40	431.28	93.52	609.78	1.41	62.8(18.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	0.0	0.00036	-41.2	8.8	-0.01476	41.2	51.2
2	0.00350	-50.0	60.0	-0.00001	-41.2	51.2	-0.01695	-41.2	8.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
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	-0.000356701	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000399429	-0.020465762	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	8	mm
Passo staffe:	23.9	cm [Passo massimo di normativa = 24.0 cm]

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	RI 12 00 001	A	57 di 72

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = V_y ortogonale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro Braccio coppia interna [cm] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /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	100.00	1598.98	194.53	56.1 47.3	100.0	2.500	1.043	2.2	4.2(0.0)
2	S	100.00	1558.78	196.26	56.5 47.7	100.0	2.500	1.008	2.1	4.2(0.0)

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

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] 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	2.16	-50.0	0.0	-23.3	32.0	51.2	1000	31.4
2	S	2.36	-50.0	60.0	-15.2	-41.2	8.8	900	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 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 Smax / Es [(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	-0.00016	0	0.500	20.0	78	0.00007 (0.00007)	373	0.026 (0.20)	-358.13	0.00
2	S	-0.00012	0	0.500	20.0	78	0.00005 (0.00005)	363	0.017 (0.20)	433.67	0.00

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

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	RI 12 00 001	A	58 di 72

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.00	-50.0	0.0	3.6	32.0	51.2	---	---
2	S	1.00	-50.0	60.0	3.6	-41.2	8.8	---	---

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	-0.00048	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	-231.44	0.00
2	S	-0.00030	0	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	231.23	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.84	-50.0	0.0	-5.4	32.0	51.2	900	31.4
2	S	0.84	-50.0	60.0	-5.4	-41.2	8.8	900	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	-0.00004	0	0.500	20.0	78	0.00002 (0.00002)	363	0.006 (0.20)	-432.90	0.00
2	S	-0.00004	0	0.500	20.0	78	0.00002 (0.00002)	363	0.006 (0.20)	432.90	0.00

10.2 Verifica sbalzi

Si adottano spille 10Ø8/mq

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.800 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.400 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	182.60 daN/cm²
	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/cm²	

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	RI 12 00 001	A	59 di 72

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: C32/40

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	3	20
2	2	3	8	20

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 8 mm
Passo staffe: 23.9 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	-19.00	-177.00	101.00
2	19.00	37.00	0.00

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

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	RI 12 00 001	A	60 di 72

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	0.00	-114.00	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	0.00	-110.00 (-225.03)	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	0.00	-101.00 (-225.03)	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	-19.00	-177.00	-19.05	-588.03	3.34	47.1(18.0)
2	S	19.00	37.00	19.25	328.26	8.91	47.1(18.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	RI 12 00 001	A	61 di 72

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	-0.00012	-41.5	8.5	-0.01845	41.5	51.5
2	0.00350	-50.0	60.0	-0.00071	-41.5	51.5	-0.02198	-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	-0.000426205	0.003500000	----	----
2	0.000000000	0.000494783	-0.026186957	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	8 mm
Passo staffe:	23.9 cm [Passo massimo di normativa = 24.0 cm]

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

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	101.00	1562.84	198.40	56.7 48.2	100.0	2.500	1.000	2.1	4.2(0.0)
2	S	0.00	2291.37	80.11	57.2 48.7	100.0	1.000	1.002	0.0	4.2(0.0)

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

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] 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.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	RI 12 00 001	A	62 di 72

1 S 2.60 -50.0 0.0 -79.7 32.3 51.5 1450 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]
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ 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 = $sr\ max \cdot (e_sm - e_cm)$ [(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	-0.00050	0	0.500	20.0	75	0.00024 (0.00024)	412	0.099 (0.20)	-225.03	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	2.51	-50.0	0.0	-76.9	32.3	51.5	1450	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	-0.00048	0	0.500	20.0	75	0.00023 (0.00023)	412	0.095 (0.20)	-225.03	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	2.30	-50.0	0.0	-70.6	32.3	51.5	1450	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	-0.00044	0	0.500	20.0	75	0.00021 (0.00021)	412	0.087 (0.20)	-225.03	0.00

10.2.1 Tabella riepilogativa incidenza ferri

	Inc. Armature [kg/mc]
Soletta inf.	60
Soletta sup.	125
Piedritto	120
Sbalzi	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)

10.1 Verifica ribaltamento

SLU

Azioni Stabilizzanti

Peso Permanente = 950 kN/m b = 4.85m

Treno scarico = 10 kN/m b = 4.85m

Terreno = 20kN/m³ * 1m * 2.55m = 53.5 kN/m b = 1.27m; 8.42m

Azioni Ribaltanti

Vento = 46kN/m b = 7.5m

Serpeggio = 100kN * 1.1 / 12m = 9.2kN/m b = 11m

Mstab = 0.9*(950*4.85)+ 0.9*0.8*(10*4.85)+0.9*(53.5*1.27)+0.9*(53.5*4.85)= 4648 kN*m/m

Mrib = 1.5*(46*7.5) + 1.45*0.8*(9.2*11) = 635 kN*m/m

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	RI 12 00 001	A	64 di 72

SISMA

Si utilizza $q=1,0$

Azioni Stabilizzanti

Peso Permanente = 950 kN/m b = 4.85m

Treno = 55.1 kN/m b = 4.85m

Terreno = $20\text{kN/m}^3 * 1\text{m} * 2.55\text{m} = 53.5\text{ kN/m}$ b= 1.27m; 8.42m

Azioni Ribaltanti

Inerzia Peso Permanente = $950\text{ kN/m} * (0.221 * 2.543) = 534\text{ kN/m}$ b = 6m

Inerzia treno = $55.1\text{ kN/m} * (0.221 * 2.543) = 31\text{ kN/m}$ b = 13.7m

Inerzia Terreno = $2 * 53.5\text{kN/m} * 0.221 = 23.6\text{ kN/m}$ b= 2.2m

Sovrappinta terreno = $20\text{kN/m}^3 * 0.221 * 1\text{m}^2 = 4.4\text{kN/m}$ b=2.2m

$M_{stab} = 534 * 4.85 + 55.1 * 4.85 + 53.5 * 1.27 + 53.5 * 8.42 = 4448\text{ kN*m/m}$

$M_{rib} = 534 * 6.0 + 31 * 13.7 + 23.6 * 2.2 + 4.4 * 2.2 = 3689\text{ kN*m}$

11 VERIFICHE GEOTECNICHE

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

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

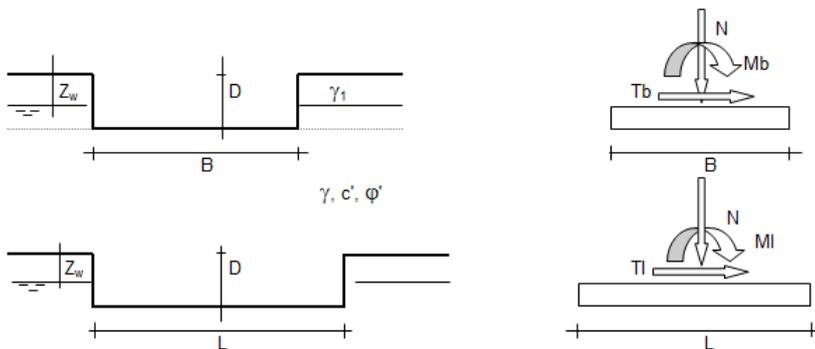
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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 = 9.70 (m)
L = 1.00 (m)
D = 2.60 (m)



RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	RI 12 00 001	A	66 di 72

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1161.96		1161.96
Mb [kNm]	2847.40		2847.40
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	286.00		286.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	286.00	0.00	286.00

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 19.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 19.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned} c' &= 5.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \phi' &= 25.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned} c' &= 5.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \phi' &= 25.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 4.30 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} e_B &= 2.45 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0.00 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 4.80 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 1.00 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 49.40 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 10.75 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 10.66$$

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

$$N_c = 20.72$$

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

$$N_\gamma = 10.88$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.11$$

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

$$s_q = 1.10$$

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

$$s_\gamma = 0.92$$

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	RI 12 00 001	A	67 di 72

i_c, i_q, i_y : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.83 \quad \theta = \arctg(T_b / T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.17 \quad m = 1.83 \quad (-)$$

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

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

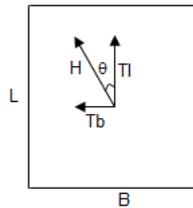
$$i_q = 0.61$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \varphi)$$

$$i_c = 0.57$$

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

$$i_y = 0.47$$



d_c, d_q, d_y : fattori di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_q = 1.37$$

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

$$d_c = 1.41$$

$$d_y = 1$$

$$d_y = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1.00$$

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	RI 12 00 001	A	68 di 72

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 603.64 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 242.13 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 262.45 \geq q = 242.13 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 286.00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 565.83 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 514.39 \geq H_d = 286.00 \quad (\text{kN})$$

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	RI 12 00 001	A	69 di 72

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

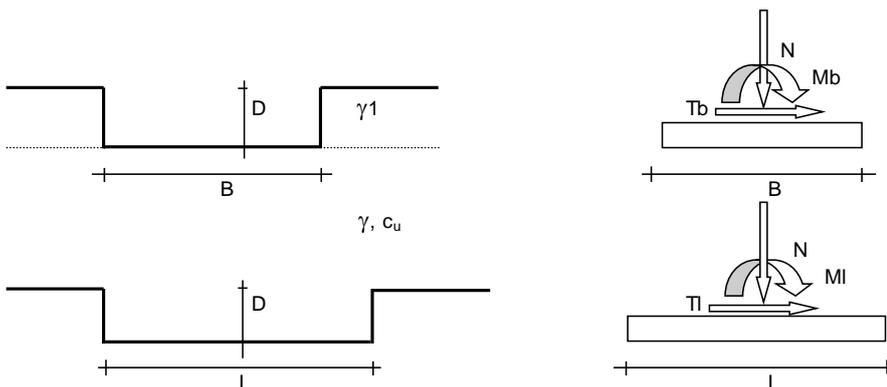
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	c_u	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,40	1,80
	SISMA	○	1,00	1,00	1,40	1,80
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	2,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	2,30
Tensioni Ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista	●	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 9,70 (m)
L = 1,00 (m)
D = 2,60 (m)



RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	RI 12 00 001	A	70 di 72

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1161,96	0,00	1161,96
Mb [kNm]	2847,40	0,00	2847,40
MI [kNm]	0,00	0,00	0,00
Tb [kN]	286,00	0,00	286,00
TI [kN]	0,00	0,00	0,00
H [kN]	286,00	0,00	286,00

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 19,00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 19,00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 100,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 2,45 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 100,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 4,80 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 49,40 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5,14$$

sc : fattori di forma

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

$$s_c = 1,04$$

ic: fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,83$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,17$$

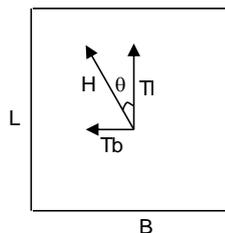
$$\theta = \arctg(T_b / T_I) = 90,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1,83$$

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

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

$$i_c = 0,79$$



RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	RI 12 00 001	A	71 di 72

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1,48$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1,00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 674,52 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 242,13 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 293,27 \geq q = 242,13 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 286,00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 479,90 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

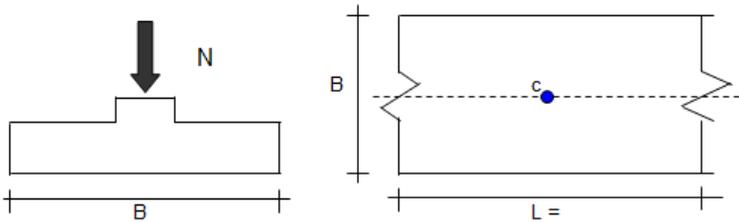
$$S_d / \gamma_R = 436,27 \geq H_d = 286,00 \quad (\text{kN})$$

11.1 Valutazione dei cedimenti

La pressione netta agente per la combinazione rara risulta pari ad 105 kPa. Il cedimento risultante è pari ad 4.84cm:

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME

LAVORO:



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

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

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

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

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

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

DATI DI INPUT:

B = 9.70 (m) (Larghezza della Fondazione)

N = 1018.50 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 105.00 (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	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	ARGILLA LIMOSA	7.00	0.0	7.0	1.0	15000	0.30	3.20
2		3.00	7.0	10.0	1.0	20000	0.30	0.83
3		3.00	10.0	13.0	1.0	35000	0.30	0.39
4		6.00	13.0	19.0	1.0	50000	0.30	0.42
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{ctot} = 4.84 \text{ (cm)}$$