

COMMITTENTE:



ALTA
SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE
OBIETTIVO N. 443/01**

LINEA AV/AC TORINO – VENEZIA Tratta VERONA – PADOVA

Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza

PROGETTO ESECUTIVO

SL - SOTTOVIA

SL13 - SOTTOVIA AL KM 35+455.58

RAMPE NORD

Relazione di calcolo muri ad U

GENERAL CONTRACTOR		DIRETTORE LAVORI		SCALA
IL PROGETTISTA INTEGRATORE	Consorzio Iricav Due Ing. Paolo Carmona Data: Febbraio 2023			
Ing. Claudio DE GIUDICI Iscritto all'ordine degli ingegneri di Udine n. 1875 Data: Febbraio 2023				

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.	FOGLIO			
I N 1 7	1 2	E	I 2	CL	SL 1 3 A 0	0 0 1	B	-	-	-	p - - -

	VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
	Firma	Data
	Ing Alberto Levorato 	

Progettazione:

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA Giuseppe Fabrizio Coppa Data: 30/03/21
A	EMISSIONE	CODING 	30/03/21	C.Pinti 	30/03/21	P. Luciani 	30/03/21	
B	REVISIONE INTERNA	CODING 	Febbraio 2023	C.Pinti 	Febbraio 2023	P. Luciani 	Febbraio 2023	

CIG. 8377957CD1	CUP: J41E91000000009	File: IN1712E12CLSL13A0001B Cod. origine:
-----------------	----------------------	--



Progetto cofinanziato
dalla Unione Europea

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3	UNITÀ DI MISURA	8
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
4.1	Calcestruzzo	9
4.2	Acciaio per armature ordinarie	9
4.3	Copriferrì	9
4.4	Durabilità e prescrizioni sui materiali	10
5	PARAMETRI SISMICI	11
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	13
6.1	Rilevati e rinterri	13
6.2	Stratigrafia e parametri geotecnici	13
6.3	Liquefacibilità dei terreni	14
7	CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALI	15
7.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio	15
7.1.1	Verifica a fessurazione	15
7.1.2	Verifica delle tensioni in esercizio	16
7.2	Verifica agli Stati Limite Ultimi	17
7.2.1	Sollecitazioni flettenti	17
7.2.2	Sollecitazioni taglianti	17
8	SEZIONE 1	20
8.1	Geometria della struttura	20
8.2	Analisi dei carichi	20
8.2.1	Condizioni di carico	20
8.2.2	Azioni sismiche	23
8.3	Combinazioni di carico	24
8.4	Modellazione strutturale	27
8.4.1	Codice di calcolo	27
8.4.2	Modello di calcolo	27
8.4.3	Interazione terreno-struttura	29
8.5	Analisi delle sollecitazioni	31
8.6	Verifiche di resistenza ultima e di esercizio	35
8.6.1	Soletta inferiore – sezione di mezzzeria	36
8.6.2	Soletta inferiore – sezione di incastro	41
8.6.3	Piedritti – sezione di incastro	46
8.6.4	Piedritti – sezione mezzzeria	51
8.7	Verifiche geotecniche	56

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

8.7.1	Verifica della capacità portante	56
8.7.2	Valutazione dei cedimenti	65
9	SEZIONE 2	67
9.1	Geometria della struttura	67
9.2	Analisi dei carichi	67
9.2.1	Condizioni di carico	67
9.2.2	Azioni sismiche	70
9.3	Combinazioni di carico	71
9.4	Modellazione strutturale	74
9.4.1	Codice di calcolo	74
9.4.2	Modello di calcolo	74
9.4.3	Interazione terreno-struttura	75
	Analisi delle sollecitazioni	77
9.5	Verifiche di resistenza ultima e di esercizio	81
9.5.1	Soletta inferiore – sezione di mezzeria	82
9.5.2	Soletta inferiore – sezione di incastro	87
9.5.3	Piedritti – sezione di incastro	92
9.5.4	Piedritti – sezione mezzeria	97
9.6	Verifiche geotecniche	102
9.6.1	Verifica della capacità portante	102
9.6.2	Valutazione dei cedimenti	111
10	SEZIONE 3	113
10.1	Geometria della struttura	113
10.2	Analisi dei carichi	113
10.2.1	Condizioni di carico	113
10.2.2	Azioni sismiche	116
10.3	Combinazioni di carico	117
10.4	Modellazione strutturale	120
10.4.1	Codice di calcolo	120
10.4.2	Modello di calcolo	120
10.4.3	Interazione terreno-struttura	121
10.5	Analisi delle sollecitazioni	123
10.6	Verifiche di resistenza ultima e di esercizio	126
10.6.1	Soletta inferiore – sezione di mezzeria	128
10.6.2	Soletta inferiore – sezione di incastro	132
10.6.3	Piedritti – sezione di incastro	138
10.6.4	Piedritti – sezione mezzeria	143
10.7	Verifiche geotecniche	148
10.7.1	Verifica della capacità portante	148
10.7.2	Valutazione dei cedimenti	159

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

1 PREMESSA

La presente relazione afferisce ai calcoli e alle verifiche strutturali dei muri ad U di imbocco del sottopasso ferroviario denominato 'SL13' lato rampa Nord, ubicato al km 35+455.58, nell'ambito della redazione dei documenti tecnici relativi alla progettazione esecutiva della Linea AV/AC Verona - Padova, sub tratta Verona – Vicenza, 2° sub lotto Montebello Vicentino - Vicenza.

L'opera in esame consente la connessione al nuovo sottopassaggio rispetto all'insieme linea ferroviaria storica esistente e linea AV/AC.

L'opera di imbocco oggetto della presente relazione è caratterizzata da tre sezioni tipologiche a U in cls gettato in opera, di seguito descritte:

- **Sezione 1:** il muro ad U è costituito da una struttura scatolare realizzata in conglomerato cementizio gettato in opera, di larghezza pari a 7.50 m ed altezza dei piedritti variabile fra 4.97 m e 5.97 m, con piedritti di spessore 0.80 m e soletta di fondazione di spessore 1.00 m;
- **Sezione 2:** il muro ad U è costituito da una struttura scatolare realizzata in conglomerato cementizio gettato in opera, di larghezza pari a 6.70 m ed altezza dei piedritti variabile fra 3.20 m e 4.20 m, con piedritti di spessore 0.40 m e soletta di fondazione di spessore 0.70 m;
- **Sezione 3:** il muro ad U è costituito da una struttura scatolare realizzata in conglomerato cementizio gettato in opera, di larghezza pari a 6.70 m ed altezza dei piedritti costante e pari a 2.50 m, con piedritti di spessore 0.40 m e soletta di fondazione di spessore 0.50 m;

Si riportano le sezioni di calcolo:

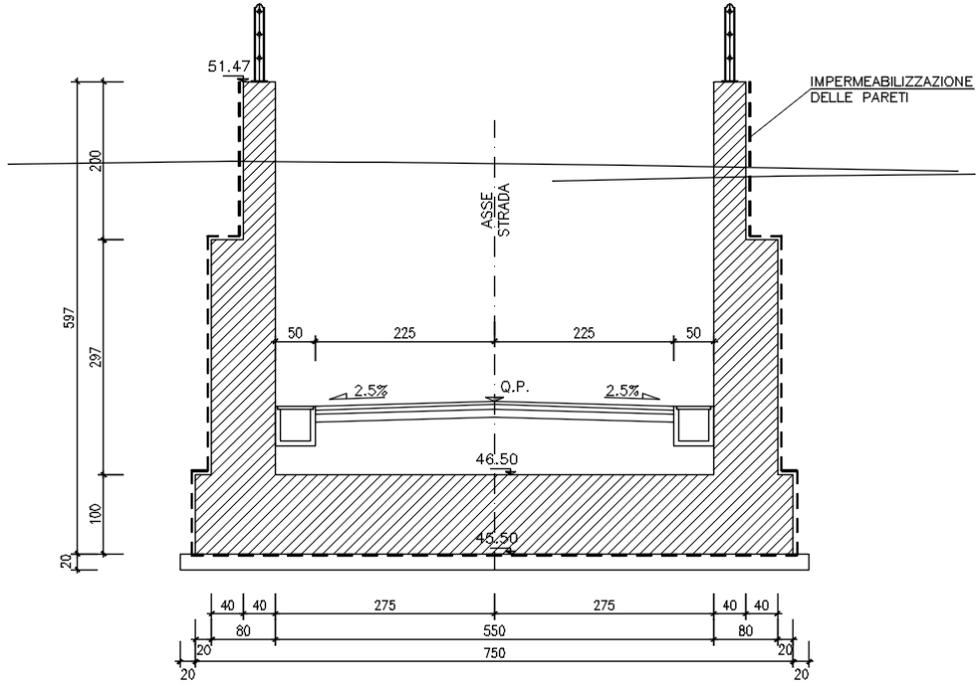


Figura 1.1: Sezione 1 di calcolo muri di imbocco SL13

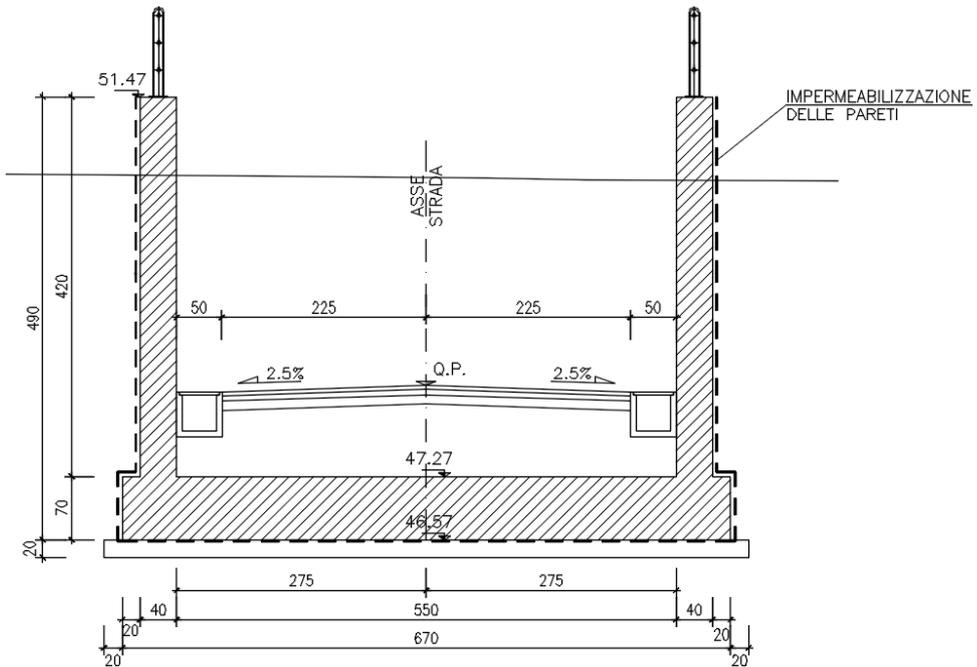


Figura 1.2: Sezione 2 di calcolo muri di imbocco SL13

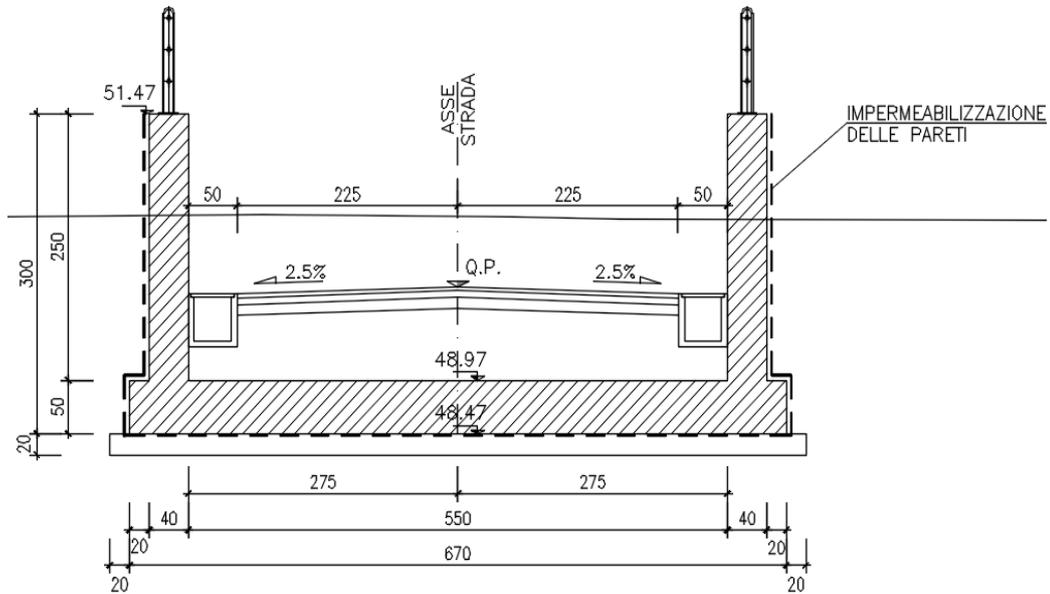


Figura 1.3: Sezione 3 di calcolo muri di imbocco SL13

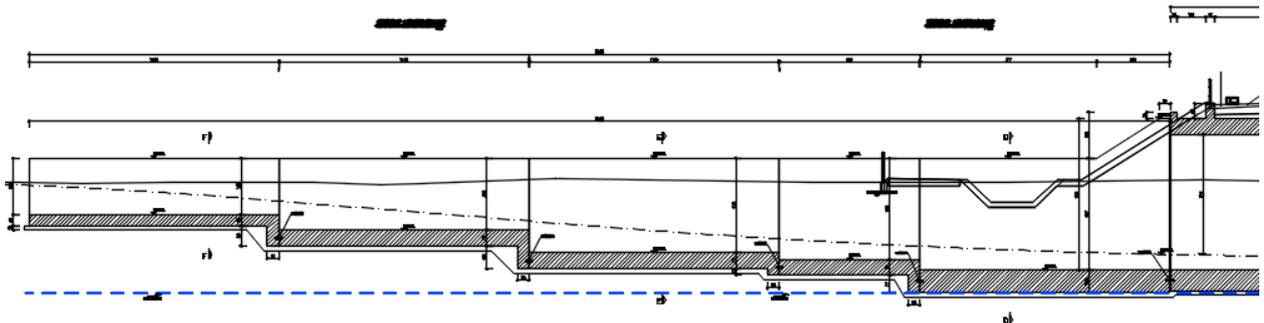


Figura 1.4: Profilo longitudinale muri di imbocco SL13

Le strutture sono state progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa "Norme Tecniche per le Costruzioni"- DM 14.1.2008 e Circolare n .617 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12CLSL13A0001	B

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'analisi dell'opera e le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte in accordo con le disposizioni legislative in elenco e in particolare con le seguenti norme e circolari:

- Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Norme Tecniche per le Costruzioni".
- Circolare M.LL.PP. n. 617 del 2 febbraio 2009: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale del 14/01/2008".

Si è tenuto inoltre conto dei seguenti documenti:

- UNI EN 1990 – Aprile 2006: Eurocodice: Criteri generali di progettazione strutturale.
- UNI EN 1991-1-1 – Agosto 2004: Eurocodice 1 – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi variabili.
- UNI EN 1991-1-4 – Luglio 2005: Eurocodice 1. Azioni sulle strutture. Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
- UNI EN 1992-1-1 – Novembre 2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1992-2 – Gennaio 2006: Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi.
- UNI-EN 1997-1 – Febbraio 2005: Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali.
- UNI-EN 1998-1 – Marzo 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- UNI-EN 1998-5 – Gennaio 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- Legge 5-11-1971 n° 1086: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica".
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64.: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- UNI EN 206-1-2016: Calcestruzzo. "Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- UNI 11104:2016 "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206".
- RFI DTC SI MA IFS 001 B – Dicembre 2017: Manuale di progettazione delle opere civili.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12CLSL13A0001	B

3 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura usate nella presente relazione sono:

- lunghezze [m]
- forze [kN]
- momenti [kNm]
- tensioni [MPa]

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 CALCESTRUZZO

Per la realizzazione del muro ad U si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 32/40 ($R_{ck} \geq 40.00 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza media a compressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20 \text{ N/mm}^2$$

Modulo elastico

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33643 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 18.81 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione media

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.10 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a compressione (comb. Rara)

$$\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 18.26 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)

$$\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 13.28 \text{ N/mm}^2$$

4.2 ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE

Classe acciaio per armature ordinarie

B450C

Tensione di snervamento caratteristica

$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di rottura

$f_t \geq 540 \text{ MPa}$

Modulo di elasticità

$E_s = 210000 \text{ MPa}$

4.3 COPRIFERRI

Si riportano di seguito i copriferri nominali per le strutture in calcestruzzo armato:

Strutture di elevazione	5.0 cm
Strutture di fondazione	5.0 cm

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

4.4 DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Si adotta quanto segue:

Fondazione	Classe di esposizione	XC2
Elevazione	Classe di esposizione	XC4

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

5 PARAMETRI SISMICI

Per la definizione dell'azione sismica occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato. La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni. La classe d'uso assunta è la III. Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso, vale:

$$V_R = V_N \times C_U = 100 \times 1.5 = 150 \text{ anni.}$$

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è:

$$P_{VR} (SLV) = 10\%.$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni vale:

$$T_R (SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 1424 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*c :

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*c → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

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

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (N.T.C. par. 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (NTC par. 7.11.6.2.1 e EC8-5 par.7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo, condizione che comporta il calcolo delle spinte in condizione sismica con l'incremento dinamico di spinta del terreno calcolato secondo la formula di Wood:

$$\Delta P_d = S a_g / g \gamma h_{tot}^2$$

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per le accelerazioni sismiche massime attese al suolo, considerando la componente verticale agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

I valori delle caratteristiche sismiche per lo SLV sono i seguenti:

Latitudine: 45.274697

Longitudine: 11.245335

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

$$a_g = 0.214 \text{ g};$$

$$F_0 = 2.433;$$

$$T^*c = 0.288 \text{ s.}$$

Il sottosuolo su cui insiste l'opera ricade in categoria sismica "C" e categoria topografica "T1". I coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica risultano quindi:

$$S_s = 1.388;$$

$$S_T = 1.0.$$

Risulta quindi:

$$a_{max} = 2.914 \text{ m/s}^2;$$

$$k_h = 0.297;$$

$$k_v = \pm 0.149.$$

con:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE		
		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001 B

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1 RILEVATI E RINTERRI

Sono riassunte nel prospetto riportato di seguito le caratteristiche del terreno dei rilevati ferroviari esistenti e di nuova progettazione (con γ pari al peso specifico del terreno; γ_{sat} pari al peso specifico saturo del terreno; c' pari alla coesione; ϕ' pari all'angolo di attrito; K_0 coefficiente di spinta a riposo):

Parametri del rilevato ferroviario				
γ	γ_{sat}	c'	ϕ'	k_0
(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(-)
20.00	20.00	0.0	38.0	0.384

6.2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Si riportano di seguito le caratteristiche geotecniche relative al terreno di fondazione della tratta in cui ricadono i muri ad U in esame, desunte dagli esiti delle indagini disponibili. Le formazioni indicate nei prospetti di seguito fanno riferimento alle unità geotecniche descritte nel seguente elenco:

- Unità 1 – Riporto (resti di laterizio, limo argilloso, sabbia ghiaiosa);
- Unità 2 – Limi argillosi debolmente sabbiosi, argille limose debolmente sabbiose;
- Unità 6 – Ghiaie con sabbie limose, con presenza locale di ciottoli eterometrici.

La quota rispetto alla quale è individuata la stratigrafia riportata a seguire, corrispondente a 50.27 m s.l.m. , è assunta coincidente col p.c. locale dell'opera in esame intercettato sulla linea.

Per quanto riguarda la falda di progetto, questa è assunta alla quota di 45.49 m s.l.m. , ossia a circa 4.80 m dalla quota del p.c. locale. Per ulteriori dettagli circa la posizione della falda di progetto si faccia riferimento alla relazione geotecnica della WBS SL13 in oggetto.

Tabella 1 Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici di calcolo

Strato	Formazione	spessore strato	z_{base} strato	γ	ϕ'_k	c'_k	c_{uk}	E'	Note
		(m)	(m da p.c.)	(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(kPa)	(kN/m ²)	
1	UG1	2.5	2.5	18	25	0	-	5000 - 10000	
2	UG2	7.5	10.0	18	-	-	35*	10000 - 25000	
3	UG6	2.0	12.0	19	39	0	-	80000	

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

Strato	Formazione	spessore strato	Z _{base strato}	γ	ϕ'_k	c'_k	c_{uk}	E'	Note
		(m)	(m da p.c.)	(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(kPa)	(kN/m ²)	
4	UG2	2.7	14.7	18	-	-	50	10000 - 25000	
5	UG6	9.5	24.2	19	39	0	-	80000	
6	UG2	5.8	30.0	18	-	-	60	25000	

Z_w Profondità della falda dal p.c. locale 4.8 m

* Il range della coesione non drenata fornito in progetto per lo strato superficiale dell'unità UG2 (35-80 kPa) tiene conto della variabilità dei valori da una profondità di 2.5m a una profondità di 10m da p.c., dunque in corrispondenza di uno spessore significativo. Considerando l'effettiva quota di intradosso delle fondazioni (scatolare e muri più alti), 4-5m da p.c., possiamo considerare un range di variabilità di 50-80kPa, peraltro confermato da quanto riportato per profondità 5-15m da p.c. sulla Relazione geotecnica di linea della tratta di interesse.

LEGENDA

γ = peso di volume naturale;

ϕ'_k = valore caratteristico dell'angolo di attrito;

c'_k = valore caratteristico della resistenza al taglio in condizioni drenate;

c_{uk} = valore caratteristico della coesione non drenata;

E' = modulo elastico del terreno.

6.3 LIQUEFACIBILITA' DEI TERRENI

Non sono stati rilevati livelli di terreni potenzialmente liquefacibili in corrispondenza dell'opera in esame; per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica relativa alla WBS in esame.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

7 CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALI

Le verifiche di sicurezza strutturali sono state effettuate sulla base dei criteri definiti nelle vigenti norme tecniche - "Norme tecniche per le costruzioni"- DM 14.1.2008 -, tenendo inoltre conto delle integrazioni riportate nel "Manuale di progettazione delle opere civili".

In particolare vengono effettuate le verifiche agli stati limite di servizio, riguardanti gli stati tensionale e di fessurazione, ed allo stato limite ultimo. Le combinazioni di carico considerate ai fini delle verifiche sono quelle indicate nei precedenti paragrafi.

Si espongono di seguito i criteri di verifica adottati per le verifiche degli elementi strutturali in c.a..

7.1 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

7.1.1 Verifica a fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.5 del DM 14.1.2008, tenendo inoltre conto delle ulteriori prescrizioni riportate nel "Manuale di progettazione delle opere civili RFI".

Con riferimento alle classi di esposizione delle varie parti della struttura (si veda il paragrafo relativo alle caratteristiche dei materiali impiegati), alle corrispondenti condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione (armature sensibili per gli acciai da precompresso; poco sensibili per gli acciai ordinari), si individua lo stato limite di fessurazione per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture, in accordo con il DM 14.1.2008:

Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.5 del DM 14.1.2008.

Con riferimento alle classi di esposizione delle varie parti della struttura (si veda il paragrafo relativo alle caratteristiche dei materiali impiegati), alle corrispondenti condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione (armature sensibili per gli acciai da precompresso; poco sensibili per gli acciai ordinari), si individua lo stato limite di fessurazione per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture, in accordo con il DM 14.1.2008:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
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	$\leq w_1$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

Figura 7.1: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione - Tabella 4.1.IV del DM 14.1.2008

Nella Tabella sopra riportata, $w_1 = 0.2$ mm, $w_2 = 0.3$ mm; $w_3 = 0.4$ mm.

Più restrittivi risultano i limiti di apertura delle fessure riportati nel "Manuale di progettazione delle opere civili". L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, deve risultare:

- a) $\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- b) $\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 14.1.2008.

Si assume pertanto per tutti gli elementi strutturali analizzati nel presente documento:

- Stato limite di fessurazione: $w_d \leq w_1 = 0.2$ mm - combinazione di carico rara

In accordo con la normativa seguita, il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati i criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

7.1.2 Verifica delle tensioni in esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti, di seguito riportati.

Le prescrizioni riportate di seguito fanno riferimento al par. 2.5.1.8.3.2.1 del "Manuale di progettazione delle opere civili".

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

$\sigma_c < 0,55 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara)

$\sigma_c < 0,40 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

Per l'acciaio ordinario, la tensione massima σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_s < 0,75 f_{yk}$

dove f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

7.2 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

7.2.1 Sollecitazioni flettenti

La verifica di resistenza (SLU) è stata condotta attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ($\sigma_{max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ($\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$)

7.2.2 Sollecitazioni taglianti

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

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

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

e dove:

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \times d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è stata calcolata con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" è stata calcolata con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

In cui:

d è l'altezza utile della sezione;

b_w è la larghezza minima della sezione;

σ_{cp} è la tensione media di compressione della sezione;

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;

S è interasse tra due armature trasversali consecutive;

θ è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd}=0.5f_{cd}$);

α è un coefficiente maggiorativo, pari ad 1 per membrature non compresse.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

8 SEZIONE 1

8.1 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Nel seguito sarà esaminata una striscia del muro ad U avente lunghezza 1.00 m. Si riportano di seguito le dimensioni geometriche della sezione in retto.

Larghezza totale del muro ad U	$L_{tot} =$	7.50 m
Larghezza utile del muro ad U	$L_{int} =$	5.50 m
Larghezza mensola di fondazione sinistra	$L_{msx} =$	0.20 m
Larghezza mensola di fondazione destra	$L_{mdx} =$	0.20 m
Spessore piedritti	$S_p =$	0.80 m
Spessore ritto centrale	$S_{pc} =$	0.00 m
Spessore della soletta di fondazione	$S_f =$	1.00 m
Altezza libera del muro ad U	$H_{int} =$	4.97 m
Altezza totale del muro ad U	$H_{tot} =$	5.97 m
Quota falda da intradosso fondazione	$H_w =$	0.00 m
Larghezza striscia di calcolo	$b =$	1.00 m

8.2 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono le condizioni di carico elementari assunte per l'analisi delle sollecitazioni e per le verifiche della struttura in esame. Tali condizioni di carico elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per il calcestruzzo armato si assume il seguente peso specifico:

calcestruzzo armato: $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$.

8.2.1 Condizioni di carico

8.2.1.1 Peso proprio strutturale (PP)

Il peso proprio della soletta e dei piedritti risulta:

Peso soletta di fondazione $P_{si} = 25.00 \times 1.00 = 25.00 \text{ kN/m}$

Peso piedritti $P_p = 25.00 \times 0.80 = 20.00 \text{ kN/m}$

Peso setto centrale $P_{sc} = 25.00 \times 0.00 = 0.00 \text{ kN/m}$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

8.2.1.2 Carichi permanenti portati (PERM)

Sulla soletta di fondazione sono stati considerati i carichi permanenti relativi alla sovrastruttura stradale:

Spessore medio sovrastruttura stradale	1.35	m
Peso specifico sovrastruttura stradale	18.0	kN/m ³
Peso sovrastruttura stradale	24.3	kN/m

8.2.1.3 Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)

La struttura è stata analizzata nella condizione di spinta a riposo.

$$K_0 = 0.384$$

La pressione del terreno è stata calcolata come:

$$P = (P_b + h_{\text{variabile}} * \gamma_{\text{terreno_piedritto}}) * K_0$$

al di sopra della falda

$$P = [P_b + h_{\text{variabile}} * (\gamma_{\text{terreno_piedritto}} - \gamma_w)] * K_0$$

al di sotto della falda

per cui risulta quanto segue.

$$\text{Pressione in asse soletta inferiore} \quad P_1 = 34.81 \text{ kN/m}$$

$$\text{Pressione intradosso soletta inferiore} \quad P_2 = 38.66 \text{ kN/m}$$

Inoltre sono stati considerati, come carichi concentrati nei nodi della fondazione, i contributi delle spinte del terreno esercitate su metà spessore delle soletta di fondazione.

$$\text{Spinta semispessore soletta di fondazione} \quad P_{H.t.fond} = 18.37 \text{ kN}$$

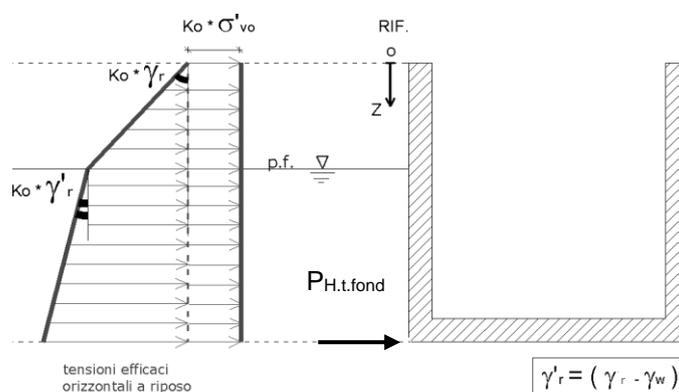


Figura 8.1: SPTSX

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

8.2.1.4 Azioni della falda (SPTW)

Qualora la falda fosse posizionata al di sopra del piano di posa della fondazione si considera, in aggiunta alla spinta delle terre sopra definita, la spinta idrostatica esercitata dall'acqua sulle pareti verticali, pari a $S_w = \gamma_w \cdot z$, e la sottospinta idraulica diretta verso l'alto sulla soletta inferiore, pari al prodotto del peso specifico dell'acqua, per l'altezza dello scatolare immerso, $P_w = \gamma_w \cdot h_{imm}$.

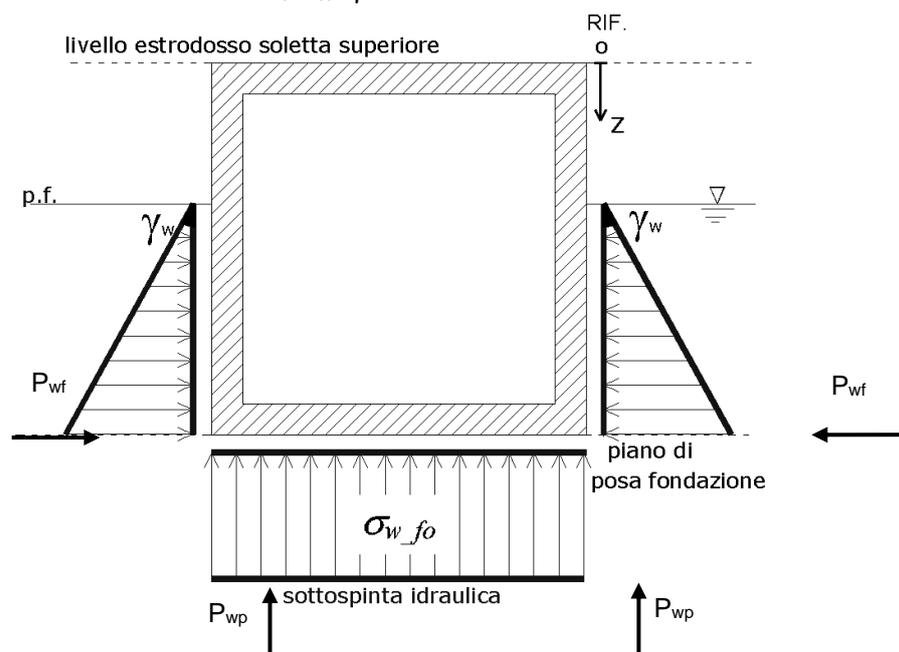


Figura 8.2: SPTW

8.2.1.5 Sovraccarico variabile in condizioni statiche e sismiche (SPACCDX e SPACCSX)

La spinta orizzontale dovuta al sovraccarico accidentale è calcolata come

$$P_{qacc} = k_0 \times q$$

con q sovraccarico accidentale.

Per le pareti a sostegno delle scarpate dei rilevati, si considera un sovraccarico pari a 10 kN/m², rappresentativo degli eventuali mezzi meccanici adottati nelle operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria che possono transitare sulla scarpata del rilevato.

Nel caso in esame risulta:

$$P_{qacc} = 0.384 \times 10.00 = 3.84 \text{ kN/m}^2$$

Il sovraccarico accidentale in condizioni sismiche è assunto nullo.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

8.2.1.6 Azioni variabili da traffico (ACC_SOLINF)

Per quanto riguarda i sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione, si applica un carico equivalente al carico Tandem della Corsia n°1 dello Schema di Carico 1 opportunamente diffuso, al quale andrà sommato il carico distribuito dello Schema di Carico della Corsia n°1, anche esso opportunamente diffuso.

Di seguito si riporta il carico equivalente al carico Tandem:

$$Q_{\text{tandem}} = 2Q_{1k}/b_L \quad b_t = 44.12 \text{ kN/m}$$

8.2.2 Azioni sismiche

8.2.2.1 Forze di inerzia:

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudo-statica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

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

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

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

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

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$$

Si ha:

$$\text{Massa associata al peso proprio piedritti} \quad G_1 = 20.00 \text{ kN/m}$$

$$\text{Massa associata al peso del setto centrale} \quad G_2 = 0.00 \text{ kN/m}$$

8.2.2.2 Forze sismiche orizzontali (SISMA_H)

Forza orizzontale sui piedritti (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato ai piedritti):

$$F_h = k_h G_p = 5.94 \text{ kN/m}$$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

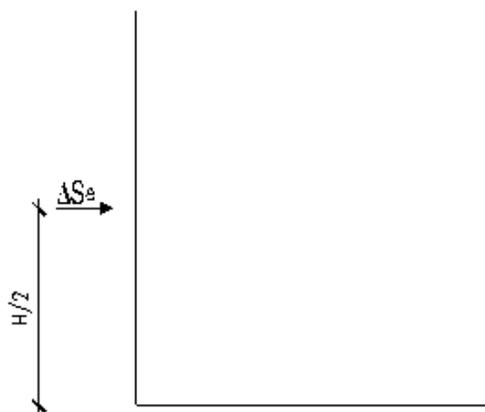
8.2.2.3 Spinta delle terre in fase sismica (SPSDX e SPSSX)

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

$$\Delta S_E = (\alpha_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2 = 93.6 \quad \text{kN/m}$$

con risultante applicata ad un'altezza pari ad H/2.

Sisma proveniente da sinistra



Sisma proveniente da destra

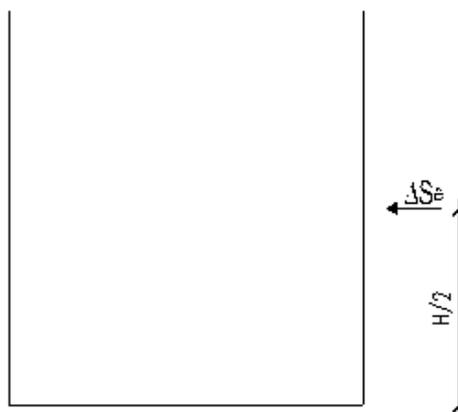


Figura 8.3: Spinta sismica del terreno secondo la teoria di Wood

Nel modello di calcolo si è applicato il valore della forza sismica per unità di superficie agente su un piedritto, pari a:

$$\Delta S_E = \Delta S_s / H = 23.6 \text{ kN/m}^2$$

8.3 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:

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

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12CLSL13A0001	B

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:

$$E = \pm 1.00 \times E_y \pm 0.30 \times E_z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_y \pm 1.00 \times E_z$$

avendo indicato con E_y e E_z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

Si riporta la Tabella 5.2.V delle NTC08 dei coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico SLU:

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

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

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12CLSL13A0001	B

Si riportano di seguito le combinazioni delle azioni maggiormente significative per la determinazione delle sollecitazioni più gravose.

Tabella 2: Combinazioni di carico SLU (01-05)

	SLU01	SLU02	SLU03	SLU04	SLU05	SLU06
PP	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35
PERM	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1.5
SPTSX	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1.35	1	1	1.35	1.35	1.35
SPACCSX	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SPACCDX	0	0	1.5	1.5	1.5	1.5
ACC_SOLINF	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0
SISMA_H	0	0	0	0	0	0
SPSSX	0	0	0	0	0	0
SPSDX	0	0	0	0	0	0

Tabella 3: Combinazioni di carico SLV (01-02)

	SLV01	SLV02
PP	1	1
PERM	1	1
SPTSX	1	1
SPTDX	1	1
SPTW	1	1
SPACCSX	0.2	0.2
SPACCDX	0.2	0.2
ACC_SOLINF	0.2	0.2
SISMA_H	1	1
SPSSX	1	1
SPSDX	1	-1

Tabella 4: Combinazioni di carico SLE

	SLE_RARA01	SLE_RARA02	SLE_FREQ01	SLE_QPERM01
PP	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1
SPTDX	1	0.8	0.8	1
SPTW	1	1	1	1
SPACCSX	1	1	0.75	0
SPACCDX	1	0	0	0
ACC_SOLINF	1	1	0.75	0
SISMA_H	0	0	0	0
SPSSX	0	0	0	0
SPSDX	0	0	0	0

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

8.4 MODELLAZIONE STRUTTURALE

8.4.1 Codice di calcolo

L' analisi della struttura scatolare è stata condotta con un programma agli elementi finiti (STRAUS7) facendo riferimento agli assi baricentrici degli elementi schematizzati con elementi "beam.

8.4.2 Modello di calcolo

Le analisi sono state condotte per una striscia di struttura di lunghezza unitaria, implementando un modello di calcolo bidimensionale in condizioni di deformazione piana. La struttura è definita sulla base degli assi baricentrici degli elementi. La fondazione è schematizzata come una trave su suolo elastico alla Winkler non reagente a trazione, il calcolo della costante di sottofondo è riportata nel paragrafo 8.4.3.

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle seguenti figure.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

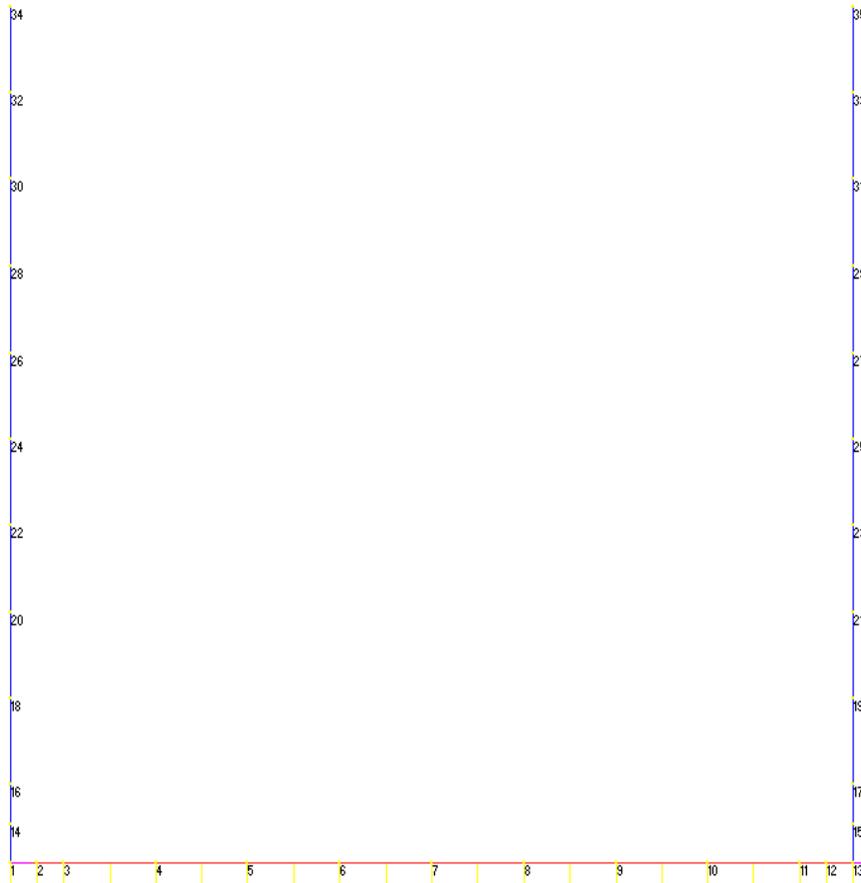


Figura 8.4: Modello F.E.M struttura - numerazione nodi

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

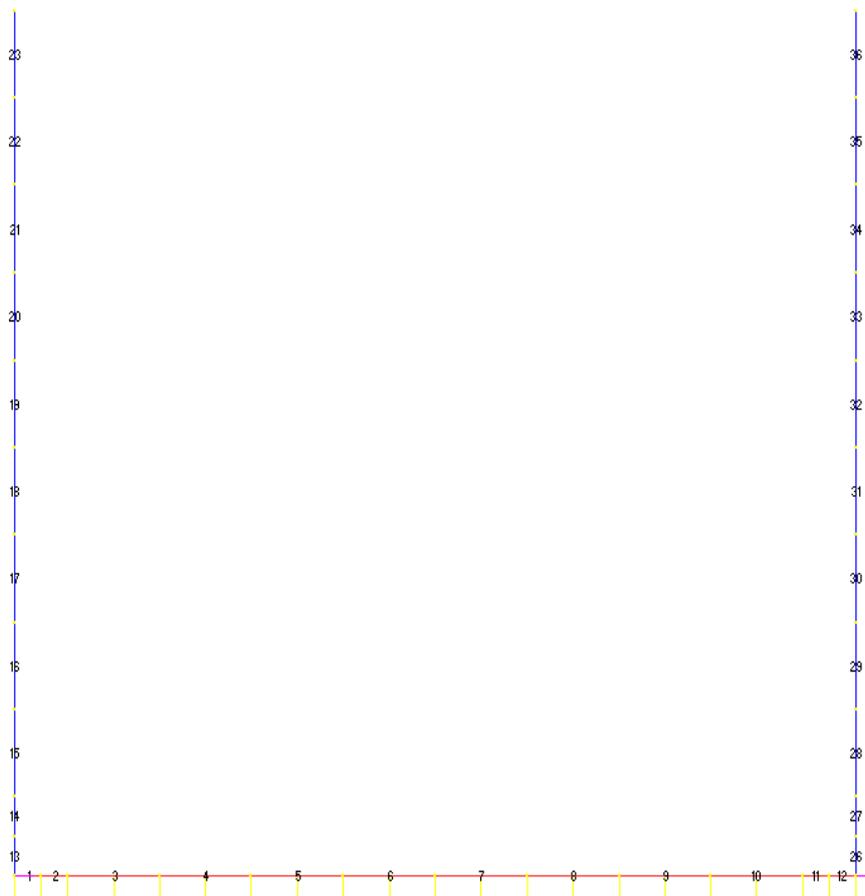


Figura 8.5: Modello F.E.M. struttura – numerazione aste

8.4.3 Interazione terreno-struttura

L'interazione struttura-terreno è simulata mediante l'applicazione sugli elementi interessati di un sistema di molle alla Winkler, definite assumendo cautelativamente un modulo di reazione verticale K_v pari a 3500 kN/m^3 : il calcolo della costante di Winkler è stato condotto applicando il procedimento proposto da Vesic e riportato da Bowles nel testo "Fondazioni", secondo la seguente formulazione:

$$k_s = \frac{E}{B(1 - \mu^2)I_s I_F}$$

dove:

- E = modulo elastico medio dello spessore di terreno sottostante la fondazione;
- B = larghezza della fondazione;
- μ = coefficiente di Poisson del terreno di fondazione, assunto pari a 0.3.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

Il valore del coefficiente di influenza I_s è stato calcolato attraverso la seguente equazione:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

dove:

I_1 e I_2 = coefficienti dipendenti dai rapporti H/B' e L/B ;

H = spessore dello strato compressibile, pari a $5B$;

B' = larghezza corrispondente al punto di calcolo assunto coincidente con il centro della fondazione, pari a $B/2$.

Il valore del coefficiente di influenza I_f è stato estrapolato in funzione dei valori dei rapporti L/B e D/B .

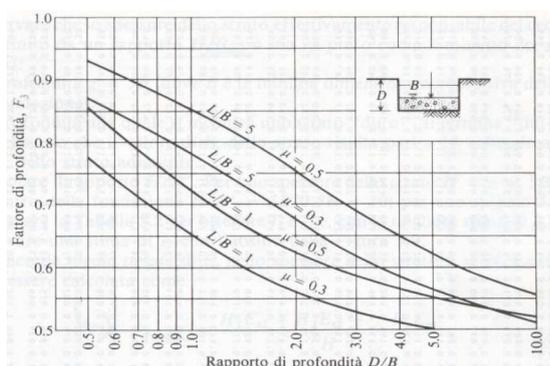


Figura 8.6: Grafico per la determinazione del fattore di profondità F_s

Le tabelle seguenti riportano le grandezze caratteristiche dell'opera.

Larghezza fondazione - B (m)	Profondità fondazione - D (m)	Lunghezza fondazione - L (m)	Modulo elastico - E_s (kPa)
6.7	1.90	7.9	5000

D/B	L/B	H/B'
0.28	1.17	10.00

H	m
33.5	0.3

La tabella seguente riporta i parametri I_1 , I_2 , I_s e I_f .

I_1	I_2	I_s	I_f
0.217	0.018	0.227	0.8

La tabella seguente riassume il valore calcolato della costante di sottofondo (k_s) e il valore assunto nei calcoli strutturali successivi.

k_s (daN/cm ³)	$k_{s\text{-assunto}}$ (daN/cm ³)
0.4512	0.3500

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

8.5 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Nelle seguenti tabelle sono riportati i valori massimi delle caratteristiche delle sollecitazioni ricavati per le sezioni oggetto di verifica, indicate in figura.

Di seguito è riportato l'involuppo delle sollecitazioni flettenti e taglianti dello stato limite ultimo. Le unità di misura adottate nei diagrammi seguenti sono kN-m.

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-873	873
	[Bm:13]	[Bm:1]

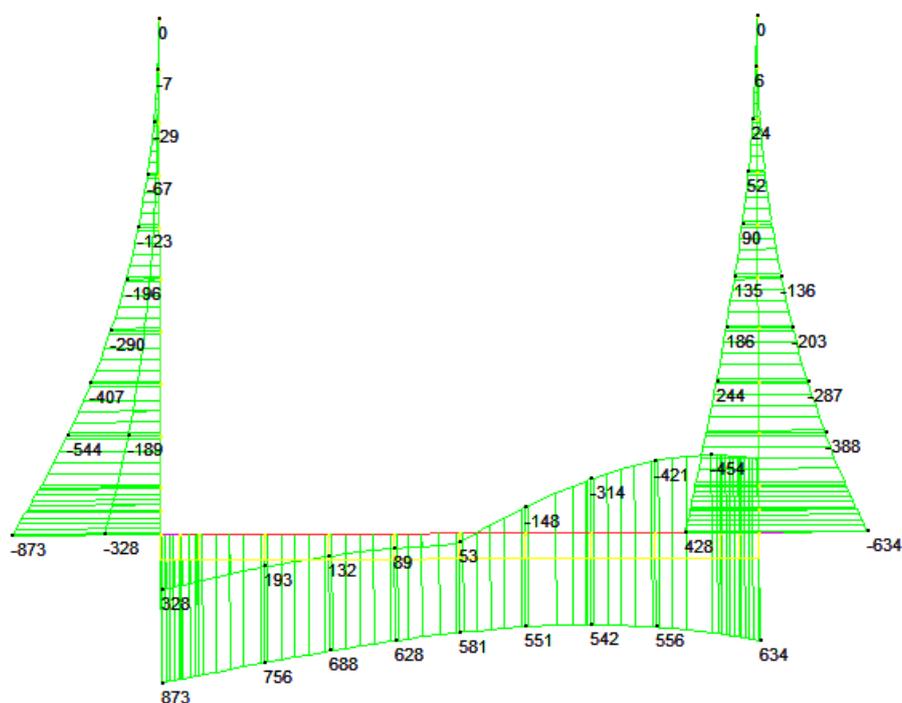


Figura 8.7: Involuppo SLU/Sisma: Momenti flettenti

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

	MIN	MAX
SF2(kN)	-319	356
	[Bm:6]	[Bm:13]

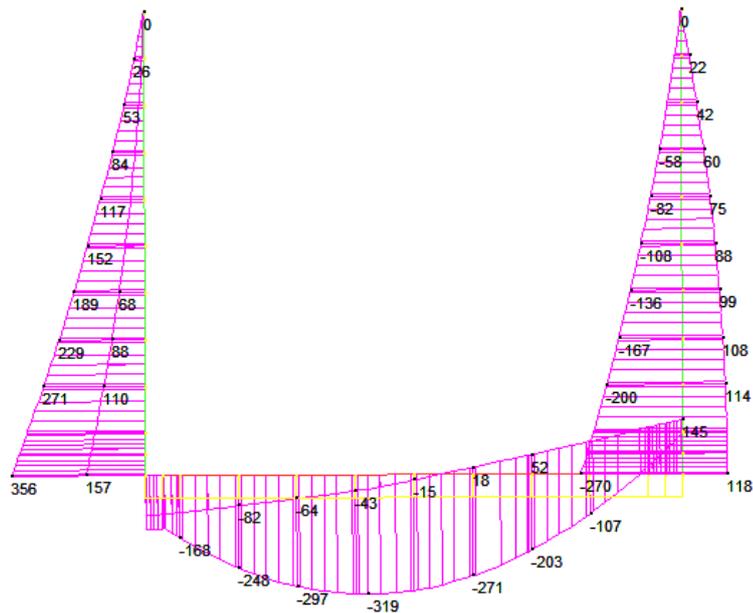


Figura 8.8: Inviluppo SLU/Sisma: sollecitazioni taglianti

	MIN	MAX
Force(kN)	-145	0
	[Bm:13]	[Bm:1]

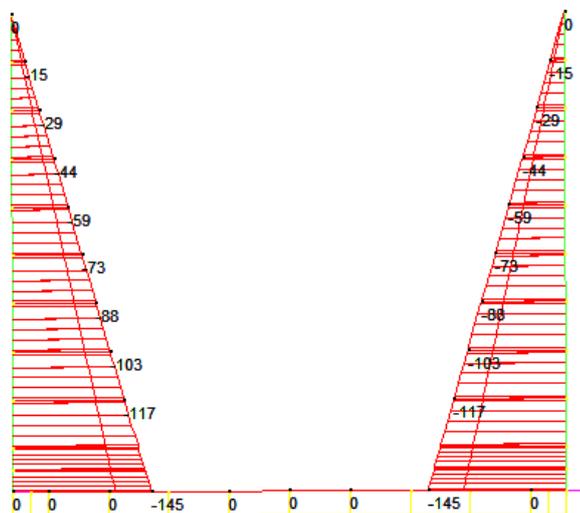


Figura 8.9: Inviluppo SLU/Sisma: sforzo normale

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-300	300
	[Bm:13]	[Bm:1]

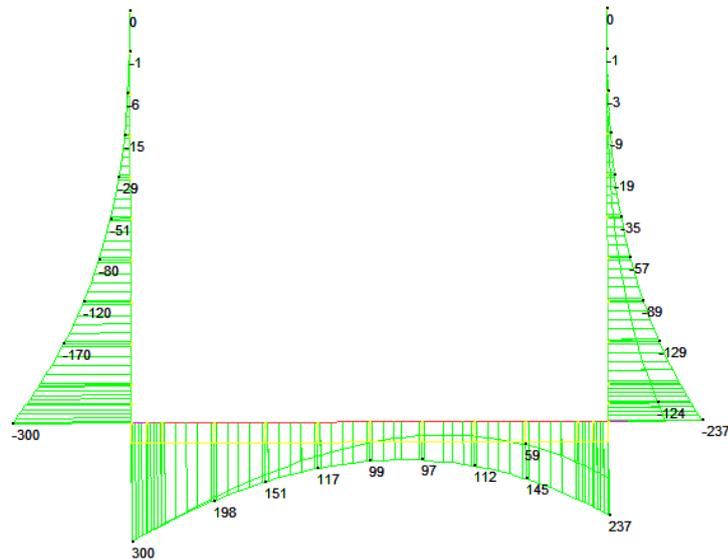


Figura 8.10: Inviluppo SLE Momenti flettenti

	MIN	MAX
SF2(kN)	-125	146
	[Bm:24]	[Bm:13]

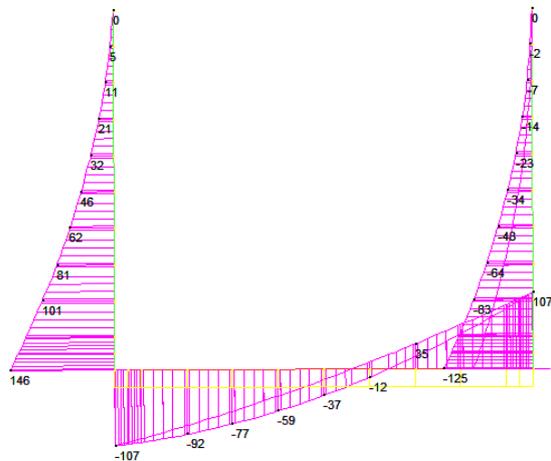


Figura 8.11: Inviluppo SLE: sollecitazioni taglianti

Di seguito si riportano i valori delle sollecitazioni per tutte le combinazioni di carico relative a tutte le sezioni di verifica.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12CLSL13A0001	B

FOND_MEZZ	N	Mx	Vy
	<i>(KN)</i>	<i>(KNm)</i>	<i>(KNm)</i>
SLU	0	201	55
SLV	0	581	319
SLE RARA	0	99	37
SLE FREQUENTE	0	45	34
SLE QUASI PERM.	0	42	15

FOND_INC	N	Mx	Vy
	<i>(KN)</i>	<i>(KNm)</i>	<i>(KNm)</i>
SLU	0	413	145
SLV	0	873	107
SLE RARA	0	300	107
SLE FREQUENTE	0	285	107
SLE QUASI PERM.	0	242	107

PIEDR_PIEDE	N	Mx	Vy
	<i>(KN)</i>	<i>(KNm)</i>	<i>(KNm)</i>
SLU	98	413	201
SLV	98	873	356
SLE RARA	98	300	146
SLE FREQUENTE	98	285	141
SLE QUASI PERM.	98	242	125

PIEDR_MEZZ	N	Mx	Vy
	<i>(KN)</i>	<i>(KNm)</i>	<i>(KNm)</i>
SLU	54	70	85
SLV	54	290	189
SLE RARA	54	80	62
SLE FREQUENTE	54	75	59
SLE QUASI PERM.	54	59	49

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

8.6 VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO

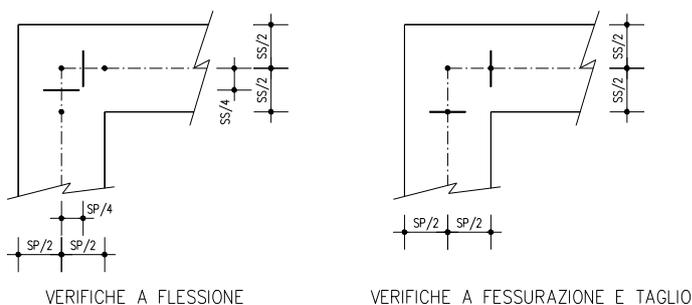
Si riassumono di seguito i risultati delle verifiche allo stato limite ultimo per le sollecitazioni di taglio e flessione, relative all'involuppo delle combinazioni di carico. In particolare si riportano le sollecitazioni massime per tutte le sezioni di verifica e le combinazioni di carico più gravose (minimo coefficiente di sicurezza), sia per la verifica a flessione sia per la verifica a taglio.

Nelle verifiche della soletta di fondazione, cautelativamente, non si è tenuto in conto del contributo dello sforzo normale.

Le verifiche a flessione in corrispondenza dei nodi tra setti adiacenti sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a fessurazione e a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite.

Si riporta di seguito l'armatura degli elementi strutturali nelle sezioni di mezzera e di incastro.

Elemento	Sezione	Dimensioni [cm]		Flessione		Armatura a taglio	Ripartitori (esterni)
		B	H	Lato terra	Lato interno		
PIEDRITTI	MEZZERIA	100	80	10φ20	5φ20	9φ10/mq	φ16/20
	INCASTRO			10φ24	10φ20		
SOLETTA INF.	INCASTRO	100	100	10φ20	10φ20	φ10/40x40	φ16/20
	MEZZERIA			10φ20	10φ20		

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	Progetto Lotto Codifica IN17 12 EI2CLSL13A0001 B

8.6.1 Soletta inferiore – sezione di mezzeria

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 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:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	100.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	100.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	91.4	91.4	20
2	91.4	8.6	20
3	8.6	8.6	20
4	8.6	91.4	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

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE		
		Progetto	Lotto	Codifica
		IN17	12	EI2CLSL13A0001
				B

1	1	4	8	20
2	3	2	8	20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	201.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	581.00	0.00	0.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	99.00	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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	45.00 (616.62)	0.00 (0.00)
2	0.00	99.00 (616.62)	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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	42.00 (616.62)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.6 cm

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
	Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	N	0.00	201.00	0.00	0.00	1083.14	0.00	5.39	31.4(16.4)
2	N	0.00	581.00	0.00	0.00	1083.14	0.00	1.86	31.4(16.4)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.092	100.0	100.0	-0.00008	91.4	91.4	-0.03456	8.6	8.6
2	0.00350	0.092	100.0	100.0	-0.00008	91.4	91.4	-0.03456	8.6	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	0.000416452	-0.038145198	0.092	0.700
2	0.000000000	0.000416452	-0.038145198	0.092	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

Ver	S = comb. verificata / N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss 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
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre $\beta_1 \beta_2$

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.83	100.0	100.0	-37.7	27.0	8.6	2222	31.4	9.2	1.00

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

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
S1	Massima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2	Minima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica
Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi	$= 1 - \text{Beta}12 \cdot (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 \cdot Ss/Es$ è tra parentesi
srm	Distanza media tra le fessure [mm]
wk	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 \cdot e \cdot srm$. 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	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.5	0.0	0.125	20	76	0.400	0.00008 (0.00008)	241	0.031 (990.00)	616.62	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.38	100.0	100.0	-17.1	8.6	8.6	2222	31.4	9.2	0.50
2	S	0.83	100.0	100.0	-37.7	27.0	8.6	2222	31.4	9.2	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.2	0.0	0.125	20	76	0.400	0.00003 (0.00003)	241	0.014 (0.20)	616.62	0.00
2	S	-0.5	0.0	0.125	20	76	0.400	0.00008 (0.00008)	241	0.031 (0.20)	616.62	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.35	100.0	100.0	-16.0	8.6	8.6	2222	31.4	9.2	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.2	0.0	0.125	20	76	0.400	0.00003 (0.00003)	241	0.013 (0.20)	616.62	0.00

GENERAL CONTRACTOR		ALTA SORVEGLIANZA		
				
		Progetto	Lotto	Codifica
		IN17	12	EI2CLSL13A0001
				B

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	100	cm		
c	=	5	cm		
d	=	$h-c$	=	95	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	40	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.2	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	10			
braccia	=	2.5			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	40	cm		
(A_{sw} / s)	=	4.909	cm^2 / m		
α	=	90	$^\circ$	(90° staffe verticali)	
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	319	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO	
Calcolo di cot θ	
$cot(\theta) =$	6.93
$\theta =$	8.22 $^\circ$

$cot q > 2,5$			Si assume	$q = 21,8^\circ$
Armatura trasversale				
$V_{Rsd} =$	410.57	(KN)		
$V_{Rcd} =$	2773.34	(KN)		
$V_{Rd} =$	411	(KN)	$min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$	

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

1	1	4	8	20
2	3	2	8	20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	413.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	873.00	0.00	0.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	300.00	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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	285.00 (616.62)	0.00 (0.00)
2	0.00	300.00 (616.62)	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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	242.00 (616.62)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.6 cm

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
	Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	N	0.00	413.00	0.00	0.00	1083.14	0.00	2.62	31.4(16.4)
2	N	0.00	873.00	0.00	0.00	1083.14	0.00	1.24	31.4(16.4)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.092	100.0	100.0	-0.00008	91.4	91.4	-0.03456	8.6	8.6
2	0.00350	0.092	100.0	100.0	-0.00008	91.4	91.4	-0.03456	8.6	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	0.000416452	-0.038145198	0.092	0.700
2	0.000000000	0.000416452	-0.038145198	0.092	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

Ver	S = comb. verificata / N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss 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
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre $\beta_1 \cdot \beta_2$

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12

GENERAL CONTRACTOR					ALTA SORVEGLIANZA				
									
					Progetto	Lotto	Codifica		
					IN17	12	EI2CLSL13A0001		B

1 S 2.51 100.0 100.0 -114.2 8.6 8.6 2222 31.4 9.2 1.00

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

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
S1 Massima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2 Minima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2 = 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3 = 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica
 \emptyset Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi = $1 - \text{Beta}12 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
e sm Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 * Ss/Es$ è tra parentesi
srm Distanza media tra le fessure [mm]
wk Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e * srm$. 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	S1	S2	k3	\emptyset	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-1.5	0.0	0.125	20	76	0.400	0.00023 (0.00023)	241	0.094 (990.00)	616.62	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	2.39	100.0	100.0	-108.5	8.6	8.6	2222	31.4	9.2	0.50
2	S	2.51	100.0	100.0	-114.2	8.6	8.6	2222	31.4	9.2	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	\emptyset	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-1.4	0.0	0.125	20	76	0.400	0.00022 (0.00022)	241	0.089 (0.20)	616.62	0.00
2	S	-1.5	0.0	0.125	20	76	0.400	0.00023 (0.00023)	241	0.094 (0.20)	616.62	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	2.03	100.0	100.0	-92.1	8.6	8.6	2222	31.4	9.2	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	\emptyset	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-1.2	0.0	0.125	20	76	0.400	0.00018 (0.00018)	241	0.076 (0.20)	616.62	0.00

GENERAL CONTRACTOR		ALTA SORVEGLIANZA			
 IRICAV2		 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	100	cm		
c	=	5	cm		
d	=	$h-c$	=	95	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	40	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.2	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	10			
braccia	=	2.5			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	40	cm		
(A_{sw} / s)	=	4.909	cm^2 / m		
α	=	90	$^\circ$	(90° staffe verticali)	
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	165	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		
ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO					
Calcolo di cot θ					
$cot(\theta) =$		6.93			
$\theta =$		8.22 $^\circ$			
$cot q > 2,5$ Si assume $q = 21,8^\circ$					
Armatura trasversale					
$V_{Rsd} =$		410.57	(KN)		
$V_{Rcd} =$		2773.34	(KN)		
$V_{Rd} =$		411	(KN)	$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$	

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

8.6.3 Piedritti – sezione di incastro

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	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:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	80.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	80.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	91.4	71.4	20
2	91.4	8.8	24
3	8.6	8.8	24
4	8.6	71.4	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

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

1	1	4	8	20
2	3	2	8	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	98.00	413.00	0.00	0.00	0.00
2	98.00	873.00	0.00	0.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	98.00	300.00	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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	98.00	285.00 (446.73)	0.00 (0.00)
2	98.00	300.00 (445.58)	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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	98.00	242.00 (450.87)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.4 cm

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

Interferro netto minimo barre longitudinali: 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
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	98.00	413.00	0.00	97.77	1206.48	0.00	2.92	45.2(14.3)
2	S	98.00	873.00	0.00	97.77	1206.48	0.00	1.38	45.2(14.3)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.142	100.0	80.0	0.00052	91.4	71.4	-0.02115	91.4	8.8
2	0.00350	0.142	100.0	80.0	0.00052	91.4	71.4	-0.02115	91.4	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	0.000346239	-0.024199152	0.142	0.700
2	0.000000000	0.000346239	-0.024199152	0.142	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss 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
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	3.39	100.0	80.0	-94.6	8.6	8.8	2528	45.2	9.2	1.00

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

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
S1	Massima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2	Minima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica
Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi	$= 1 - \text{Beta}12 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 * Ss/Es$ è tra parentesi
srm	Distanza media tra le fessure [mm]
wk	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e \text{ sm} * srm$. 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	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-2.1	0.0	0.125	24	74	0.400	0.00019 (0.00019)	233	0.075 (990.00)	445.58	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	3.22	100.0	80.0	-89.4	8.6	8.8	2528	45.2	9.2	0.50
2	S	3.39	100.0	80.0	-94.6	8.6	8.8	2528	45.2	9.2	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-2.0	0.0	0.125	24	74	0.400	0.00018 (0.00018)	233	0.071 (0.20)	446.73	0.00
2	S	-2.1	0.0	0.125	24	74	0.400	0.00019 (0.00019)	233	0.075 (0.20)	445.58	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	2.75	100.0	80.0	-74.4	8.6	8.8	2528	45.2	9.2	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-1.7	0.0	0.125	24	74	0.400	0.00015 (0.00015)	233	0.059 (0.20)	450.87	0.00

GENERAL CONTRACTOR		ALTA SORVEGLIANZA			
					
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	80	cm		
c	=	5	cm		
d	=	$h-c$	=	75	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	40	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.2	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	10			
braccia	=	3			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	33	cm		
(A_{sw} / s)	=	7.140	cm^2 / m		
α	=	90	°	(90° staffe verticali)	
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	356	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO	
Calcolo di cot θ	
$\cot(\theta) =$	5.72
$\theta =$	9.92 °

$\cot q > 2,5$		Si assume	$q = 21,8^\circ$
Armatura trasversale			
$V_{Rsd} =$	471.47 (KN)		
$V_{Rcd} =$	2189.48 (KN)		
$V_{Rd} =$	471 (KN)		$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

8.6.4 Piedritti – sezione mezzzeria

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 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:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	80.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	80.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	91.4	71.4	20
2	91.4	8.6	20
3	8.6	8.6	20
4	8.6	71.4	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

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

1	1	4	3	20
2	2	3	8	20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	54.00	70.00	0.00	0.00	0.00
2	54.00	290.00	0.00	0.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	54.00	80.00	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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	54.00	75.00 (435.32)	0.00 (0.00)
2	54.00	80.00 (432.37)	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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	54.00	59.00 (448.63)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.6 cm

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	N	54.00	70.00	0.00	53.97	854.50	0.00	12.11	31.4(14.3)
2	N	54.00	290.00	0.00	53.97	854.50	0.00	2.94	31.4(14.3)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.119	100.0	80.0	-0.00004	91.4	71.4	-0.02589	8.6	8.6
2	0.00350	0.119	100.0	80.0	-0.00004	91.4	71.4	-0.02589	8.6	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	0.000411615	-0.029429232	0.119	0.700
2	0.000000000	0.000411615	-0.029429232	0.119	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss 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
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	1.11	100.0	80.0	-31.7	8.6	8.6	2222	31.4	9.2	1.00

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

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
S1	Massima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2	Minima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica
Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi	$= 1 - \text{Beta}12 \cdot (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 \cdot Ss/Es$ è tra parentesi
srm	Distanza media tra le fessure [mm]
wk	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 \cdot e \cdot srm$. 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	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.6	0.0	0.125	20	76	0.400	0.00006 (0.00006)	241	0.026 (990.00)	432.37	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	1.04	100.0	80.0	-29.2	17.8	8.6	2222	31.4	9.2	0.50
2	S	1.11	100.0	80.0	-31.7	8.6	8.6	2222	31.4	9.2	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.5	0.0	0.125	20	76	0.400	0.00006 (0.00006)	241	0.024 (0.20)	435.32	0.00
2	S	-0.6	0.0	0.125	20	76	0.400	0.00006 (0.00006)	241	0.026 (0.20)	432.37	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.83	0.0	80.0	-21.4	54.6	8.6	2222	31.4	9.2	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.4	0.0	0.125	20	76	0.400	0.00004 (0.00004)	241	0.018 (0.20)	448.63	0.00

GENERAL CONTRACTOR		ALTA SORVEGLIANZA			
					
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	80	cm		
c	=	5	cm		
d	=	$h-c$	=	75	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	40	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.2	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	10			
braccia	=	3			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	33	cm		
(A_{sw} / s)	=	7.140	cm^2 / m		
α	=	90	$^\circ$	(90° staffe verticali)	
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	189	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO	
Calcolo di cot θ	
$\cot(\theta) =$	5.72
$\theta =$	9.92 $^\circ$

$\cot q > 2,5$		Si assume	$q = 21,8^\circ$
Armatura trasversale			
$V_{Rsd} =$	471.47 (KN)		
$V_{Rcd} =$	2189.48 (KN)		
$V_{Rd} =$	471 (KN)		$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

8.7 VERIFICHE GEOTECNICHE

8.7.1 Verifica della capacità portante

La verifica a capacità portante del complesso fondazione – terreno è stata effettuata applicando la combinazione (A1+M1+R3) dell'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I delle NTC2008. I coefficienti γ_R sono riportati nella seguente tabella 6.4.I delle NTC08):

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

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

La pressione limite puo' essere calcolata in base alla formula generale di Brinch Hansen (1970):

$$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + q \cdot N_q s_q d_q i_q b_q g_q + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c$$

(valida in condizioni drenate)

$$q_{lim} = c_U N_c^* d_c^* i_c^* s_c^* b_c^* g_c^* + q$$

(valida in condizioni non drenate)

essendo

N_q, N_c, N_{γ} i fattori di capacità portante in condizioni drenate;

N_c^* il fattore di capacità portante in condizioni non drenate;

$s_{\gamma} s_q s_c$ i fattori di forma della fondazione;

$i_{\gamma} i_q i_c$ i fattori correttivi per l'inclinazione del carico;

$b_{\gamma} b_q b_c$ i fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione;

$g_{\gamma} g_q g_c$ i fattori correttivi per l'inclinazione del piano campagna;

$d_{\gamma} d_q d_c$ i fattori correttivi per la profondità del piano di posa;

$d_c^* i_c^* s_c^* b_c^* g_c^*$ i fattori correttivi corrispondenti rispettivamente a quanto sopra esposto ma validi in condizioni non drenate.

In condizioni drenate valgono le seguenti espressioni:

$$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi' / 2) * e^{(\sigma' * \text{tg} \phi')}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \text{tg} \phi'$$

$$N_{\gamma} = 1.5(N_q - 1) * \text{tg} \phi'$$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

$$i_{\gamma} = \left[1 - \frac{H}{N + B' \cdot c \cdot \cotg \phi'} \right]^{m+1}$$

$$i_{\xi} = i_c = \left[1 - \frac{H}{N + B' \cdot c \cdot \cotg \phi'} \right]^m$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \frac{D}{B'} \quad \text{per } D/B' \leq 1$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \operatorname{arctg} \left(\frac{D}{B'} \right) \quad \text{per } D/B' > 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \operatorname{tg} \phi'}$$

$$s_q = 1 + (B/2) \operatorname{tg} \phi'$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4B/4$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$$

$$g_{\gamma} = g_q = (1 - 0.5 \operatorname{tg} \beta)^5$$

$$g_c = 1 - \beta^{\circ}/147^{\circ}$$

$$b_{\xi} = e^{(-2.7 \operatorname{tg} \phi')}$$

$$b_{\gamma} = e^{(-2.7 \operatorname{tg} \phi')}$$

$$\text{ove } \beta + \eta \leq 90^{\circ} \text{ e } \beta \leq \phi$$

In condizioni non drenate i fattori hanno le seguenti espressioni:

$$N_c^* = (2 + \pi)$$

$$s_c^* = 0.2 + \frac{B}{L}$$

$$i_c^* = \left[1 - \frac{mH}{B' c u N_c} \right]^m$$

$$d_c^* = 0.4 + \frac{D}{B} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_c^* = 0.4 + \frac{\operatorname{tg}^2 \phi' D}{B} \quad \text{per } D/B > 1$$

$$g_c^* = \beta^{\circ}/147^{\circ}$$

$$b_c^* = \eta^{\circ}/147^{\circ}$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

Si sono indicate con:

$q = \gamma \cdot D$ = pressione verticale totale agente alla quota di imposta della fondazione;

B' = larghezza efficace equivalente della fondazione;

γ = peso di volume naturale del terreno;

C_u = coesione non drenata;

D = affondamento della fondazione;

H = carico orizzontale agente.

Per valutare gli effetti dell'eccentricità è necessario inserire nell'equazione della capacità due dimensioni L' e B' ridotte secondo le:

$$L' = L - 2e_x$$

$$B' = B - 2e_y$$

dove B e L sono le reali dimensioni della fondazione e e_x e e_y sono le eccentricità.

L'azione complessiva trasmessa al terreno dalla fondazione nella condizione SLU è pari a circa 1190 kN per una striscia di larghezza unitaria e $1190 \times 7.85 = 9341$ kN globalmente, mentre nella condizione SLV è pari a circa 584 kN per una striscia di larghezza unitaria e $584 \times 7.85 = 4584$ kN globalmente per la struttura in esame.

Andremo nel seguito a riportare i calcoli delle verifiche geotecniche condotte sia nella condizione SLV che SLU:

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali SLV

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

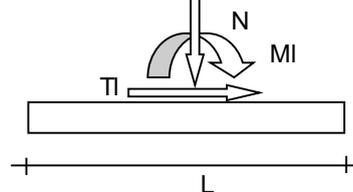
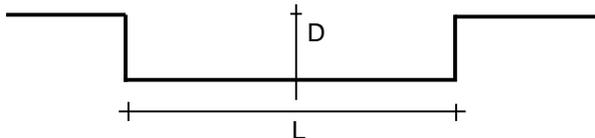
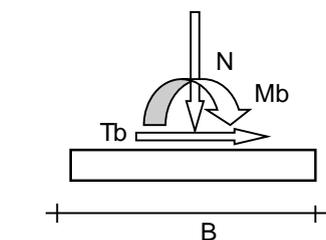
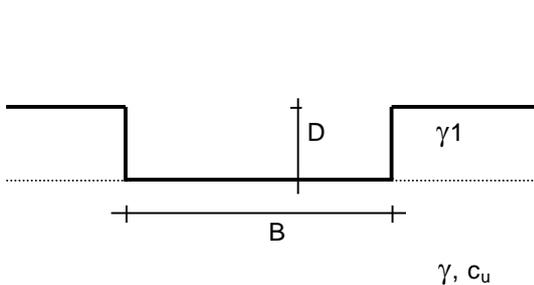
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

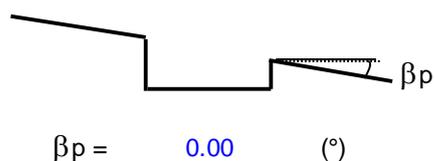
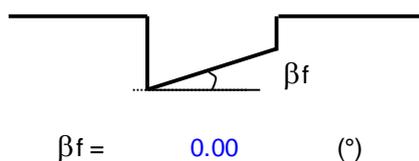
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	c_u	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	2.30	1.10
SISMA	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

- B = 7.50 (m)
- L = 7.9 (m)
- D = 5.00 (m)



Progetto

Lotto

Codifica

IN17

12

EI2CLSL13A0001

B

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	4584		4584.40
Mb [kNm]	4930		4929.80
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	2127		2127.35
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	2127	0.00	2127.35

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 65.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 1.08 \quad (\text{m})$$

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

Valore di progetto

$$c_u = 65.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 5.35 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 7.85 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 90.00 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

 N_c : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

 s_c : fattori di forma

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

$$s_c = 1.14$$

 i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.59$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.41$$

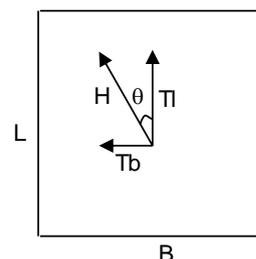
$$\theta = \arctg(T_b/TI) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.59$$

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

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

$$i_c = 0.76$$



GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.37$$

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

$$q_{lim} = 485.45 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 109.17 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 211.06 \geq q = 109.17 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali SLU

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

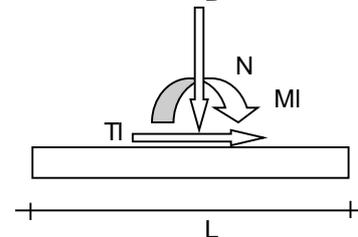
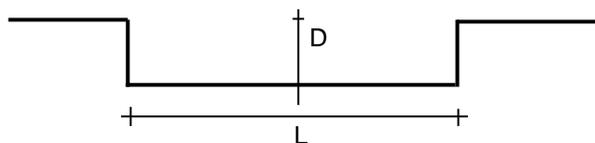
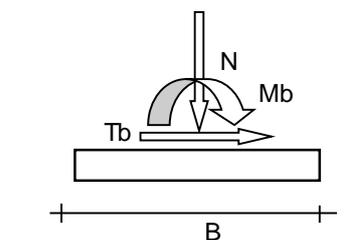
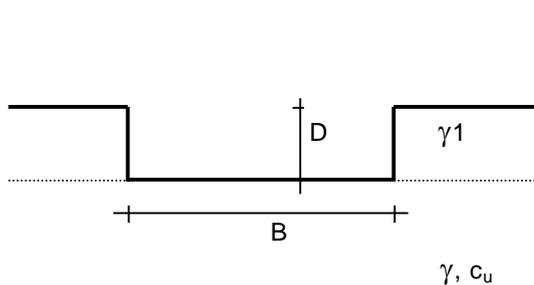
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

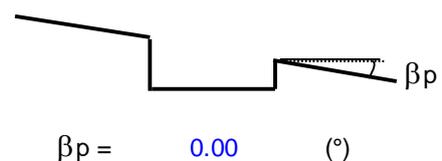
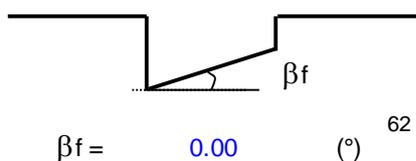
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	c_u	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	2.30	1.10
SISMA	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 7.50 (m)
L = 7.9 (m)
D = 5.00 (m)



Progetto

Lotto

Codifica

IN17

12

EI2CLSL13A0001

B

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	9342		9341.50
Mb [kNm]	722		722.20
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	526		525.95
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	526	0.00	525.95

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 65.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.08 \quad (\text{m})$$

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

Valore di progetto

$$c_u = 65.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 7.35 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 7.85 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 90.00 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

 N_c : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

 s_c : fattori di forma

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

$$s_c = 1.19$$

 i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.52$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.48$$

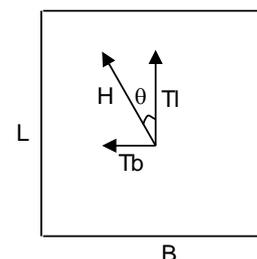
$$\theta = \arctg(T_b/T_I) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.52$$

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

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

$$i_c = 0.96$$



GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.27$$

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

$$q_{lim} = 573.72 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 162.01 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 249.45 \geq q = 162.01 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Nonostante la verifica di capacità portante risulti essere soddisfatta con i parametri geotecnici assunti, si prevede la bonifica di 1m di terreno al di sotto del piano di posa della fondazione in esame, al fine di migliorarne le caratteristiche meccaniche.

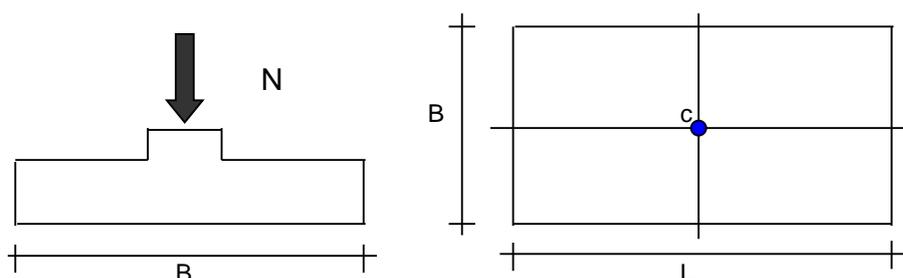
GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

8.7.2 Valutazione dei cedimenti

Si esibisce di seguito il calcolo dei cedimenti in fondazione dell'opera in esame.

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



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

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

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

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

DATI DI INPUT:

B = 7.50 (m) (Larghezza della Fondazione)

L = 7.85 (m) (Lunghezza della Fondazione)

N = 6516 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 110.67 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))

ns = 5 (-) (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	UG2 - LIMO ARGILLOSO	5.00	0.0	5.0	1.0	10000	0.30	3.19
2	UG6 - GHIAIA CON SABBIA	2.00	5.0	7.0	1.0	80000	0.30	0.10
3	UG2 - LIMO ARGILLOSO	2.70	7.0	9.7	1.0	10000	0.30	0.58
4	UG6 - GHIAIA CON SABBIA	9.50	9.7	19.2	1.0	80000	0.30	0.16
5	UG2 - LIMO ARGILLOSO	5.80	19.2	25.0	1.0	25000	0.30	0.13
-			0.0	0.0	1.0			-

$$\delta_{ctot} = 4.17 \text{ (cm)}$$

Il cedimento totale è pari a **4.17 cm**.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

9 SEZIONE 2

9.1 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Nel seguito sarà esaminata una striscia del muro ad U avente lunghezza 1.00 m. Si riportano di seguito le dimensioni geometriche della sezione in retto.

Larghezza totale del muro ad U	$L_{tot} =$	6.70 m
Larghezza utile del muro ad U	$L_{int} =$	5.50 m
Larghezza mensola di fondazione sinistra	$L_{msx} =$	0.20 m
Larghezza mensola di fondazione destra	$L_{mdx} =$	0.20 m
Spessore piedritti	$S_p =$	0.40 m
Spessore ritto centrale	$S_{pc} =$	0.00 m
Spessore della soletta di fondazione	$S_f =$	0.70 m
Altezza libera del muro ad U	$H_{int} =$	4.20 m
Altezza totale del muro ad U	$H_{tot} =$	4.90 m
Quota falda da intradosso fondazione	$H_w =$	-1.08 m
Larghezza striscia di calcolo	$b =$	1.00 m

9.2 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono le condizioni di carico elementari assunte per l'analisi delle sollecitazioni e per le verifiche della struttura in esame. Tali condizioni di carico elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per il calcestruzzo armato si assume il seguente peso specifico:

calcestruzzo armato: $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$.

9.2.1 Condizioni di carico

9.2.1.1 Peso proprio strutturale (PP)

Il peso proprio della soletta e dei piedritti risulta:

Peso soletta di fondazione	$P_s = 25.00 \times 0.70 =$	17.50 kN/m
Peso piedritti	$P_p = 25.00 \times 0.40 =$	10.00 kN/m
Peso setto centrale	$P_{sc} = 25.00 \times 0.00 =$	0.00 kN/m

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

9.2.1.2 Carichi permanenti portati (PERM)

Sulla soletta di fondazione sono stati considerati i carichi permanenti relativi alla sovrastruttura stradale:

Spessore medio sovrastruttura stradale	0.95 m
Peso specifico sovrastruttura stradale	18.0 kN/m ³
Peso sovrastruttura stradale	17.10 kN/m

9.2.1.3 Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)

La struttura è stata analizzata nella condizione di spinta a riposo.

$$K_0 = 0.384$$

La pressione del terreno è stata calcolata come:

$$P = (P_b + h_{\text{variabile}} * \gamma_{\text{terreno_piedritto}}) * K_0$$

al di sopra della falda

$$P = [P_b + h_{\text{variabile}} * (\gamma_{\text{terreno_piedritto}} - \gamma_w)] * K_0$$

al di sotto della falda

per cui risulta quanto segue.

Pressione in asse soletta inferiore $P_1 = 34.08 \text{ kN/m}$

Pressione intradosso soletta inferiore $P_2 = 36.77 \text{ kN/m}$

Inoltre sono stati considerati, come carichi concentrati nei nodi della fondazione, i contributi delle spinte del terreno esercitate su metà spessore delle soletta di fondazione.

Spinta semispessore soletta di fondazione $P_{H.t.fond} = 12.40 \text{ kN}$

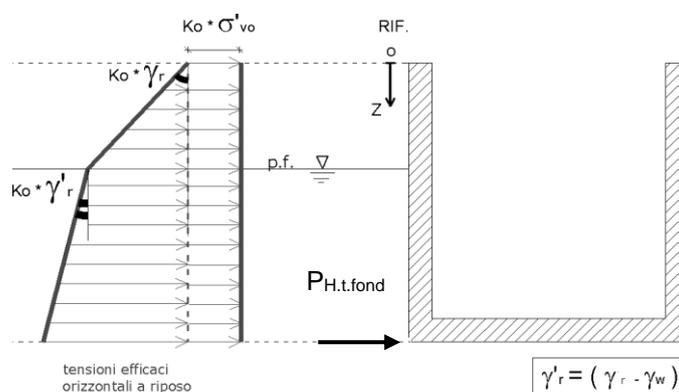


Figura 9.1: SPTSX

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

9.2.1.4 Azioni della falda (SPTW)

Qualora la falda fosse posizionata al di sopra del piano di posa della fondazione si considera, in aggiunta alla spinta delle terre sopra definita, la spinta idrostatica esercitata dall'acqua sulle pareti verticali, pari a $S_w = \gamma_w * z$, e la sottospinta idraulica diretta verso l'alto sulla soletta inferiore, pari al prodotto del peso specifico dell'acqua, per l'altezza dello scatolare immerso, $P_w = \gamma_w * h_{imm}$.

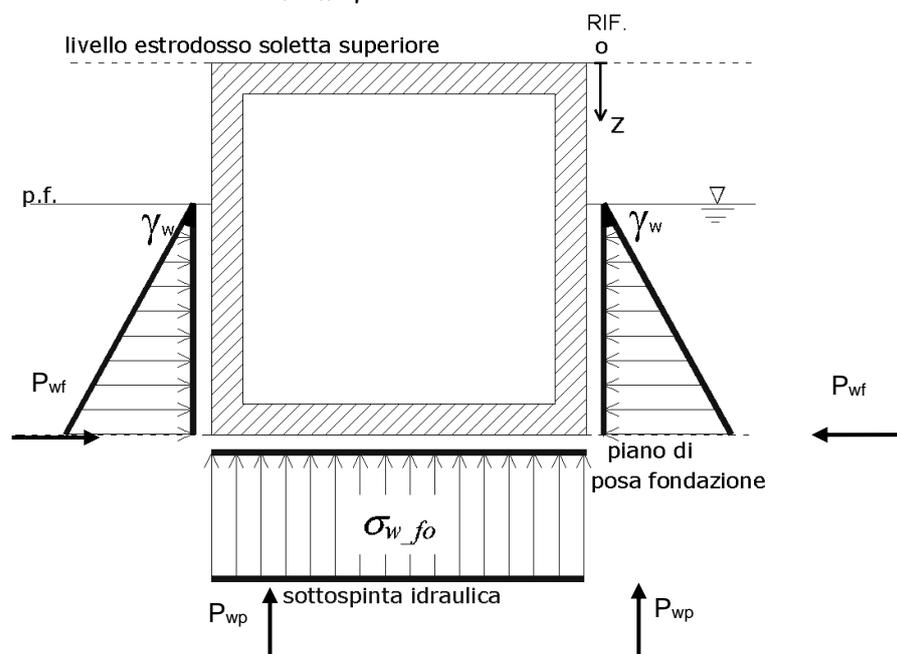


Figura 9.2: SPTW

9.2.1.5 Sovraccarico variabile in condizioni statiche e sismiche (SPACCDX e SPACCSX)

La spinta orizzontale dovuta al sovraccarico accidentale è calcolata come

$$P_{qacc} = k_0 \times q$$

con q sovraccarico accidentale.

Per le pareti a sostegno delle scarpate dei rilevati, si considera un sovraccarico pari a 10 kN/m², rappresentativo degli eventuali mezzi meccanici adottati nelle operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria che possono transitare sulla scarpata del rilevato.

Nel caso in esame risulta:

$$P_{qacc} = 0.384 \times 10.00 = 3.84 \text{ kN/m}^2$$

Il sovraccarico accidentale in condizioni sismiche è assunto nullo.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

9.2.1.6 Azioni variabili da traffico (ACC_SOLINF)

Per quanto riguarda i sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione, si applica un carico equivalente al carico Tandem della Corsia n°1 dello Schema di Carico 1 opportunamente diffuso, al quale andrà sommato il carico distribuito dello Schema di Carico della Corsia n°1, anche esso opportunamente diffuso.

Di seguito si riporta il carico equivalente al carico Tandem:

$$Q_{\text{tandem}} = 2Q_{1k}/b_L \quad b_t = 54.05 \text{ kN/m}$$

9.2.2 Azioni sismiche

9.2.2.1 Forze di inerzia:

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudo-statica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

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

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

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

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

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$$

Si ha:

$$\text{Massa associata al peso proprio piedritti} \quad G_1 = 10.00 \text{ kN/m}$$

$$\text{Massa associata al peso del setto centrale} \quad G_2 = 0.00 \text{ kN/m}$$

9.2.2.2 Forze sismiche orizzontali (SISMA_H)

Forza orizzontale sui piedritti (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato ai piedritti):

$$F_h = k_h G_p = 2.97 \text{ kN/m}$$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

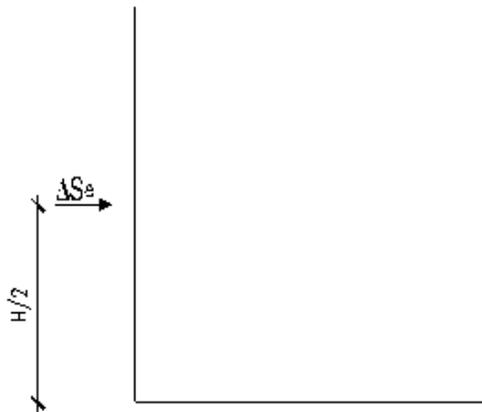
9.2.2.3 Spinta delle terre in fase sismica (SPSDX e SPSSX)

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

$$\Delta S_E = (\alpha_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2 = 142.6 \text{ kN/m}$$

con risultante applicata ad un'altezza pari ad H/2.

Sisma proveniente da sinistra



Sisma proveniente da destra

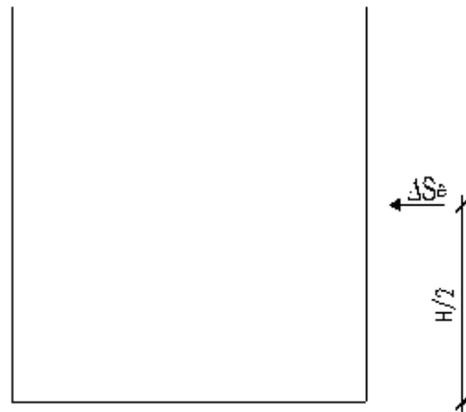


Figura 9.3: Spinta sismica del terreno secondo la teoria di Wood

Nel modello di calcolo si è applicato il valore della forza sismica per unità di superficie agente su un piedritto, pari a:

$$\Delta S_E = \Delta S_E / H = 29.1 \text{ kN/m}^2$$

9.3 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:

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

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12CLSL13A0001	B

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:

$$E = \pm 1.00 \times E_y \pm 0.30 \times E_z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_y \pm 1.00 \times E_z$$

avendo indicato con E_y e E_z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

Si riporta la Tabella 5.2.V delle NTC08 dei coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico SLU:

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

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

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

Si riportano di seguito le combinazioni delle azioni maggiormente significative per la determinazione delle sollecitazioni più gravose.

Tabella 5: Combinazioni di carico SLU (01-05)

	SLU01	SLU02	SLU03	SLU04	SLU05	SLU06
PP	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35
PERM	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1.5
SPTSX	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1.35	1	1	1.35	1.35	1.35
SPACCSX	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SPACCDX	0	0	1.5	1.5	1.5	1.5
ACC_SOLINF	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0
SISMA_H	0	0	0	0	0	0
SPSSX	0	0	0	0	0	0
SPSDX	0	0	0	0	0	0

Tabella 6: Combinazioni di carico SLV (01-02)

	SLV01	SLV02
PP	1	1
PERM	1	1
SPTSX	1	1
SPTDX	1	1
SPTW	1	1
SPACCSX	0.2	0.2
SPACCDX	0.2	0.2
ACC_SOLINF	0.2	0.2
SISMA_H	1	1
SPSSX	1	1
SPSDX	1	-1

Tabella 7: Combinazioni di carico SLE

	SLE_RARA01	SLE_RARA02	SLE_FREQ01	SLE_QPERM01
PP	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1
SPTDX	1	0.8	0.8	1
SPTW	1	1	1	1
SPACCSX	1	1	0.75	0
SPACCDX	1	0	0	0
ACC_SOLINF	1	1	0.75	0
SISMA_H	0	0	0	0
SPSSX	0	0	0	0
SPSDX	0	0	0	0

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

9.4 MODELLAZIONE STRUTTURALE

9.4.1 Codice di calcolo

L'analisi della struttura scatolare è stata condotta con un programma agli elementi finiti (STRAUS7) facendo riferimento agli assi baricentrici degli elementi schematizzati con elementi "beam".

9.4.2 Modello di calcolo

Le analisi sono state condotte per una striscia di struttura di lunghezza unitaria, implementando un modello di calcolo bidimensionale in condizioni di deformazione piana. La struttura è definita sulla base degli assi baricentrici degli elementi. La fondazione è schematizzata come una trave su suolo elastico alla Winkler non reagente a trazione, il calcolo della costante di sottofondo è riportata nel paragrafo 9.4.3.

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle seguenti figure.



Figura 9.4: Modello F.E.M struttura - numerazione nodi

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B



Figura 9.5: Modello F.E.M. struttura – numerazione aste

9.4.3 Interazione terreno-struttura

L'interazione struttura-terreno è simulata mediante l'applicazione sugli elementi interessati di un sistema di molle alla Winkler, definite assumendo cautelativamente un modulo di reazione verticale K_v pari a 6500 kN/m^3 ; il calcolo della costante di Winkler è stato condotto applicando il procedimento proposto da Vesic e riportato da Bowles nel testo "Fondazioni", secondo la seguente formulazione:

$$k_s = \frac{E}{B(1 - \mu^2)I_s I_F}$$

dove:

E = modulo elastico medio dello spessore di terreno sottostante la fondazione;

B = larghezza della fondazione;

μ = coefficiente di Poisson del terreno di fondazione, assunto pari a 0.3.

Il valore del coefficiente di influenza I_s è stato calcolato attraverso la seguente equazione:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

dove:

I_1 e I_2 = coefficienti dipendenti dai rapporti H/B' e L/B ;

H = spessore dello strato compressibile, pari a $5B$;

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

B' = larghezza corrispondente al punto di calcolo assunto coincidente con il centro della fondazione, pari a $B/2$.

Il valore del coefficiente di influenza I_F è stato estrapolato in funzione dei valori dei rapporti L/B e D/B .

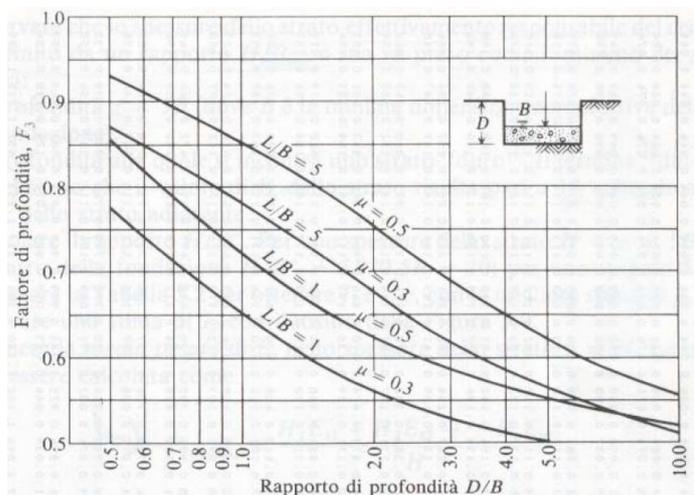


Figura 9.6: Grafico per la determinazione del fattore di profondità F_3

Le tabelle seguenti riportano le grandezze caratteristiche dell'opera.

Larghezza fondazione - B (m)	Profondità fondazione - D (m)	Lunghezza fondazione - L (m)	Modulo elastico - E_s (kPa)
6.7	3.70	11	10000

D/B	L/B	H/B'
0.55	1.64	10.00

H	m
33.5	0.3

La tabella seguente riporta i parametri I_1 , I_2 , I_s e I_f .

I_1	I_2	I_s	I_f
0.279	0.026	0.293	0.8

La tabella seguente riassume il valore calcolato della costante di sottofondo (k_s) e il valore assunto nei calcoli strutturali successivi.

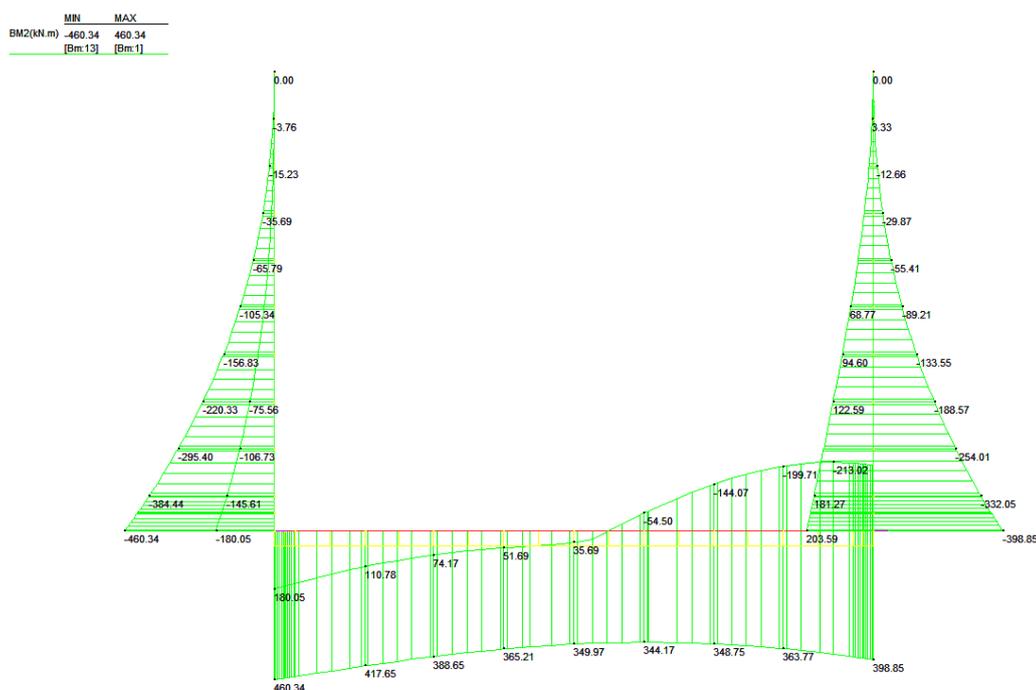
k_s (daN/cm ³)	$k_{s\text{-assunto}}$ (daN/cm ³)
0.6986	0.6500

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Nelle seguenti tabelle sono riportati i valori massimi delle caratteristiche delle sollecitazioni ricavati per le sezioni oggetto di verifica, indicate in figura.

Di seguito è riportato l'involuppo delle sollecitazioni flettenti e taglianti dello stato limite ultimo. Le unità di misura adottate nei diagrammi seguenti sono kN-m.



GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

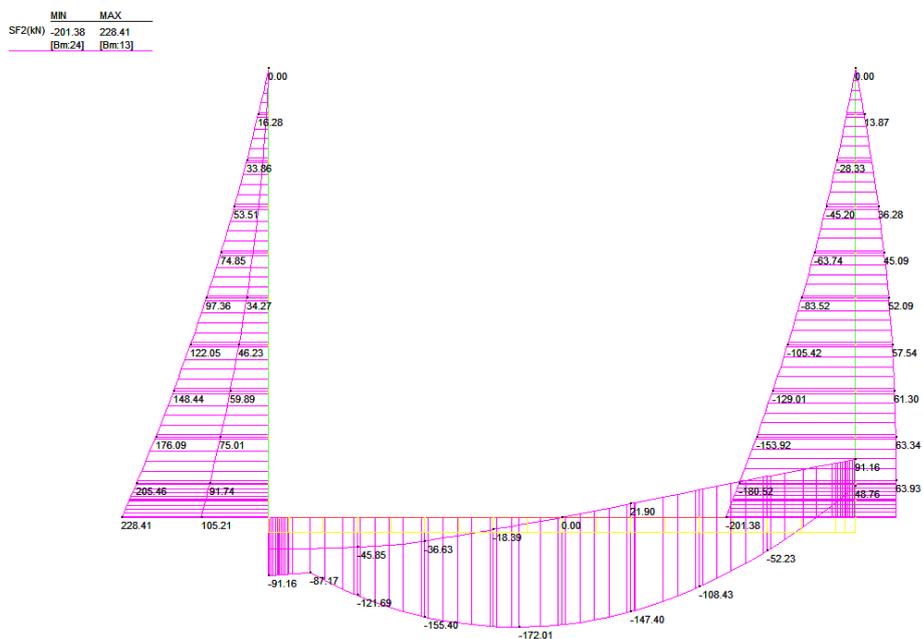


Figura 9.8: Inviluppo SLU/Sisma: sollecitazioni taglianti

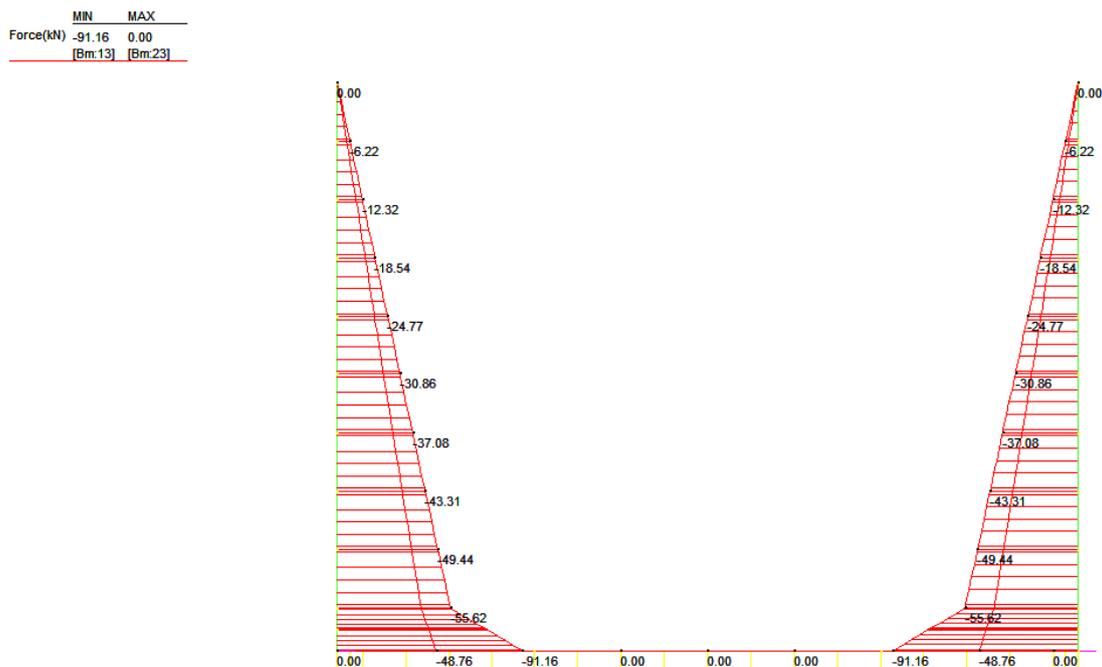


Figura 9.9: Inviluppo SLU/Sisma: sforzo normale

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

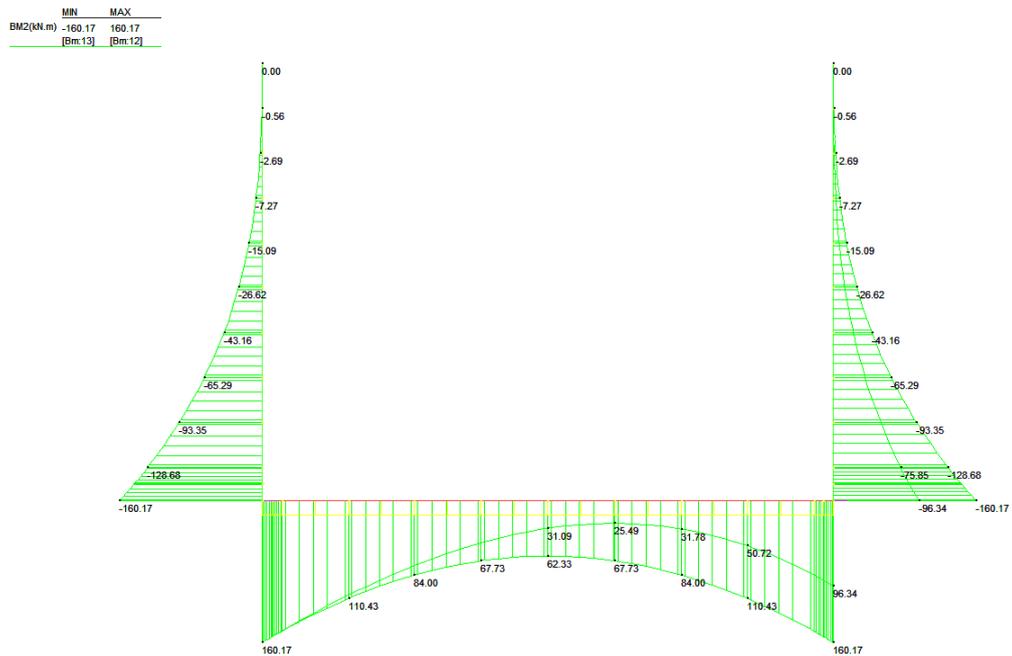


Figura 9.10: Involuppo SLE Momenti flettenti

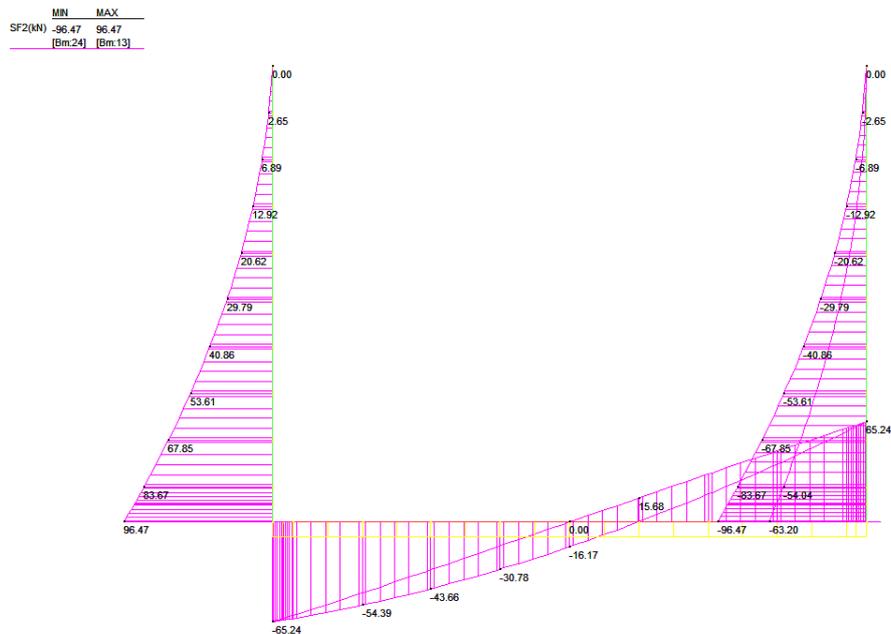


Figura 9.11: Involuppo SLE: sollecitazioni taglienti

Di seguito si riportano i valori delle sollecitazioni per tutte le combinazioni di carico relative a tutte le sezioni di verifica.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12CLSL13A0001	B

FOND_MEZZ	N	Mx	Vy
	<i>(KN)</i>	<i>(KNm)</i>	<i>(KNm)</i>
SLU	0	108	26
SLV	0	350	172
SLE RARA	0	62	16
SLE FREQUENTE	0	34	14
SLE QUASI PERM.	0	53	0

FOND_INC	N	Mx	Vy
	<i>(KN)</i>	<i>(KNm)</i>	<i>(KNm)</i>
SLU	0	222	91
SLV	0	460	68
SLE RARA	0	160	65
SLE FREQUENTE	0	150	60
SLE QUASI PERM.	0	120	45

PIEDR_PIEDE	N	Mx	Vy
	<i>(KN)</i>	<i>(KNm)</i>	<i>(KNm)</i>
SLU	41	222	133
SLV	41	460	228
SLE RARA	41	160	96
SLE FREQUENTE	41	150	92
SLE QUASI PERM.	41	120	79

PIEDR_MEZZ	N	Mx	Vy
	<i>(KN)</i>	<i>(KNm)</i>	<i>(KNm)</i>
SLU	23	37	41
SLV	23	105	97
SLE RARA	23	27	30
SLE FREQUENTE	23	24	27
SLE QUASI PERM.	23	16	21

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

9.5 VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO

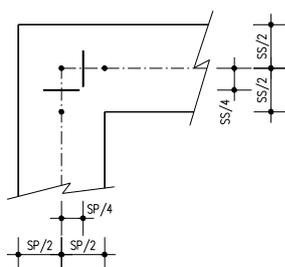
Si riassumono di seguito i risultati delle verifiche allo stato limite ultimo per le sollecitazioni di taglio e flessione, relative all'involuppo delle combinazioni di carico. In particolare si riportano le sollecitazioni massime per tutte le sezioni di verifica e le combinazioni di carico più gravose (minimo coefficiente di sicurezza), sia per la verifica a flessione sia per la verifica a taglio.

Nelle verifiche della soletta di fondazione, cautelativamente, non si è tenuto in conto del contributo dello sforzo normale.

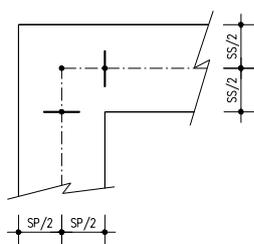
Le verifiche a flessione in corrispondenza dei nodi tra setti adiacenti sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a fessurazione e a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



VERIFICHE A FLESSIONE



VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite.

Si riporta di seguito l'armatura degli elementi strutturali nelle sezioni di mezzera e di incastro.

Elemento	Sezione	Dimensioni [cm]		Flessione		Armatura a taglio	Ripartitori (esterni)
		B	H	Lato terra	Lato interno		
PIEDRITTI	MEZZERIA	100	x 40	10 ϕ 20	5 ϕ 20	ϕ 10/40x40	ϕ 16/20
	INCASTRO			(10+5) ϕ 20	10 ϕ 20		
SOLETTA INF.	INCASTRO	100	x 70	(10+5) ϕ 20	10 ϕ 20	ϕ 10/40x40	ϕ 16/20
	MEZZERIA			10 ϕ 20	10 ϕ 20		

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	Progetto Lotto Codifica IN17 12 EI2CLSL13A0001 B

9.5.1 Soletta inferiore – sezione di mezzeria

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 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:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	70.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	70.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	91.4	61.4	20
2	91.4	8.6	20
3	8.6	8.6	20
4	8.6	61.4	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

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE		
		Progetto	Lotto	Codifica
		IN17	12	EI2CLSL13A0001
				B

1	1	4	8	20
2	3	2	8	20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	108.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	350.00	0.00	0.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	62.00	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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	34.00 (311.25)	0.00 (0.00)
2	0.00	62.00 (311.25)	0.00 (0.00)

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	53.00 (311.25)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.6 cm

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	N	0.00	108.00	0.00	0.00	714.33	0.00	6.61	31.4(11.0)
2	N	0.00	350.00	0.00	0.00	714.33	0.00	2.04	31.4(11.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.137	100.0	70.0	-0.00008	91.4	61.4	-0.02207	8.6	8.6
2	0.00350	0.137	100.0	70.0	-0.00008	91.4	61.4	-0.02207	8.6	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	0.000416466	-0.025652587	0.137	0.700
2	0.000000000	0.000416466	-0.025652587	0.137	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss 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
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre $\beta_1 \cdot \beta_2$

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	--------

GENERAL CONTRACTOR				ALTA SORVEGLIANZA			
							
				Progetto	Lotto	Codifica	
				IN17	12	EI2CLSL13A0001	
							B

1 S 0.99 100.0 70.0 -36.0 17.8 8.6 2222 31.4 9.2 1.00

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

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
S1	Massima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2	Minima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica
Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi	$= 1 - \text{Beta}12 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 * Ss/Es$ è tra parentesi
srm	Distanza media tra le fessure [mm]
wk	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e * srm$. 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	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.6	0.0	0.125	20	76	0.400	0.00007 (0.00007)	241	0.029 (990.00)	311.25	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.54	100.0	70.0	-19.7	8.6	8.6	2222	31.4	9.2	0.50
2	S	0.99	100.0	70.0	-36.0	17.8	8.6	2222	31.4	9.2	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.3	0.0	0.125	20	76	0.400	0.00004 (0.00004)	241	0.016 (0.20)	311.25	0.00
2	S	-0.6	0.0	0.125	20	76	0.400	0.00007 (0.00007)	241	0.029 (0.20)	311.25	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.85	100.0	70.0	-30.8	17.8	8.6	2222	31.4	9.2	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.5	0.0	0.125	20	76	0.400	0.00006 (0.00006)	241	0.025 (0.20)	311.25	0.00

GENERAL CONTRACTOR		ALTA SORVEGLIANZA			
 IRICAV2		 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	70	cm		
c	=	5	cm		
d	=	$h-c$	=	65	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	40	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.2	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	10			
braccia	=	2.5			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	40	cm		
(A_{sw} / s)	=	4.909	cm^2 / m		
α	=	90	°	(90° staffe verticali)	
TAGLIO AGENTE					
		$V_{Ed} =$	172	(KN)	
SFORZO NORMALE					
		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO	
Calcolo di cot θ	
$cot(\theta) =$	6.93
$\theta =$	8.22 °

$cot q > 2,5$	Si assume	$q = 21,8^\circ$
Armatura trasversale		
$V_{Rsd} =$	280.92 (KN)	
$V_{Rcd} =$	1897.55 (KN)	
$V_{Rd} =$	281 (KN)	$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

9.5.2 Soletta inferiore – sezione di incastro

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

	CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa	
Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020		
Def.unit. ultima ecu:	0.0035		
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa	
Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa	
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00		
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa	
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa	
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm	
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa	
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1*\beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	70.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	70.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	91.4	61.4	20
2	91.4	8.6	20
3	8.6	8.6	20
4	8.6	61.4	20
5	8.6	13.6	20
6	91.4	13.6	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

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	20
2	3	2	8	20
3	5	6	3	20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	222.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	460.00	0.00	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	160.00	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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	150.00 (326.27)	0.00 (0.00)
2	0.00	160.00 (326.27)	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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	120.00 (326.27)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 3.0 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
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	222.00	0.00	0.00	1010.45	0.00	4.55	47.1(11.0)
2	S	0.00	460.00	0.00	0.00	1010.45	0.00	2.20	47.1(11.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.163	100.0	70.0	0.00050	91.4	61.4	-0.01791	8.6	8.6
2	0.00350	0.163	100.0	70.0	0.00050	91.4	61.4	-0.01791	8.6	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	0.000348737	-0.020911561	0.163	0.700
2	0.000000000	0.000348737	-0.020911561	0.163	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss 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
D barre Distanza tre le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

GENERAL CONTRACTOR				ALTA SORVEGLIANZA			
							
				Progetto	Lotto	Codifica	
				IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	2.31	100.0	70.0	-67.3	8.6	8.6	2250	47.1	5.0	1.00

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
S1	Esito della verifica
S2	Massima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
k2	Minima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k3	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
Ø	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica
Cf	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$
Psi	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm	$\Psi = 1 - \text{Beta}12 \cdot (S_{sr}/S_s)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (f_{ctm}/S_2)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
srm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 \cdot S_s/E_s$ è tra parentesi
wk	Distanza media tra le fessure [mm]
Mx fess.	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 \cdot e \cdot s_m \cdot s_{rm}$. Valore limite tra parentesi
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-1.5	0.0	0.125	20	76	0.400	0.00013 (0.00013)	210	0.048 (990.00)	326.27	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	2.16	100.0	70.0	-63.1	8.6	8.6	2250	47.1	5.0	0.50
2	S	2.31	100.0	70.0	-67.3	8.6	8.6	2250	47.1	5.0	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-1.4	0.0	0.125	20	76	0.400	0.00013 (0.00013)	210	0.045 (0.20)	326.27	0.00
2	S	-1.5	0.0	0.125	20	76	0.400	0.00013 (0.00013)	210	0.048 (0.20)	326.27	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	1.73	100.0	70.0	-50.5	8.6	8.6	2250	47.1	5.0	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-1.1	0.0	0.125	20	76	0.400	0.00010 (0.00010)	210	0.036 (0.20)	326.27	0.00

GENERAL CONTRACTOR		ALTA SORVEGLIANZA			
 IRICAV2		 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	70	cm		
c	=	5	cm		
d	=	$h-c$	=	65	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	40	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.2	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	10			
braccia	=	2.5			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	40	cm		
(A_{sw} / s)	=	4.909	cm^2 / m		
α	=	90	°	(90° staffe verticali)	
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	91	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO	
Calcolo di cot θ	
$\cot(\theta) =$	6.93
$\theta =$	8.22 °

$\cot q > 2,5$		Si assume	$q = 21,8^\circ$
Armatura trasversale			
$V_{Rsd} =$	280.92 (KN)		
$V_{Rcd} =$	1897.55 (KN)		
$V_{Rd} =$	281 (KN)		$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

9.5.3 Piedritti – sezione di incastro

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1*\beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	40.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	40.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	91.4	31.4	20
2	91.4	8.6	20
3	8.6	8.6	20
4	8.6	31.4	20
5	8.6	12.6	20
6	91.4	12.6	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

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	20
2	3	2	8	20
3	5	6	3	20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	41.00	222.00	0.00	0.00	0.00
2	41.00	460.00	0.00	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	41.00	160.00	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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	41.00	150.00 (107.12)	0.00 (0.00)
2	41.00	160.00 (107.01)	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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	41.00	120.00 (107.59)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.0 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
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	41.00	222.00	0.00	40.93	468.16	0.00	2.11	47.1(7.2)
2	S	41.00	460.00	0.00	40.93	468.16	0.00	1.02	47.1(7.2)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.324	100.0	40.0	0.00054	91.4	31.4	-0.00732	8.6	8.6
2	0.00350	0.324	100.0	40.0	0.00054	91.4	31.4	-0.00732	8.6	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	0.000344480	-0.010279183	0.324	0.844
2	0.000000000	0.000344480	-0.010279183	0.324	0.844

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss 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
D barre Distanza tre le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

GENERAL CONTRACTOR				ALTA SORVEGLIANZA			
							
				Progetto	Lotto	Codifica	
				IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	7.55	100.0	40.0	-142.5	8.6	8.6	1300	47.1	4.0	1.00

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
S1	Esito della verifica
S2	Massima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
k2	Minima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k3	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
Ø	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica
Cf	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$
Psi	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm	$\Psi = 1 - \beta_{12} \cdot (S_{sr}/S_s)^2 = 1 - \beta_{12} \cdot (f_{ctm}/S_2)^2 = 1 - \beta_{12} \cdot (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
srm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 \cdot S_s/E_s$ è tra parentesi
wk	Distanza media tra le fessure [mm]
Mx fess.	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 \cdot e \cdot s_m \cdot s_{rm}$. Valore limite tra parentesi
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-4.6	0.0	0.125	20	76	0.553	0.00039 (0.00028)	188	0.126 (990.00)	107.01	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	7.08	100.0	40.0	-133.3	8.6	8.6	1300	47.1	4.0	0.50
2	S	7.55	100.0	40.0	-142.5	8.6	8.6	1300	47.1	4.0	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-4.3	0.0	0.125	20	76	0.745	0.00050 (0.00027)	188	0.158 (0.20)	107.12	0.00
2	S	-4.6	0.0	0.125	20	76	0.776	0.00055 (0.00028)	188	0.176 (0.20)	107.01	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	5.67	100.0	40.0	-105.7	8.6	8.6	1300	47.1	4.0	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-3.5	0.0	0.125	20	76	0.598	0.00032 (0.00021)	188	0.101 (0.20)	107.59	0.00

GENERAL CONTRACTOR		ALTA SORVEGLIANZA			
 IRICAV2		 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	40	cm		
c	=	5	cm		
d	=	$h-c$	=	35	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	40	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.2	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	10			
braccia	=	5			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	40	cm		
(A_{sw} / s)	=	9.817	cm^2 / m		
α	=	90	°	(90° staffe verticali)	
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	228	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO	
Calcolo di cot θ	
$cot(\theta) =$	4.85
$\theta =$	11.66 °

$cot \varphi > 2,5$		Si assume	$\varphi = 21,8^\circ$
Armatura trasversale			
$V_{Rsd} =$	302.53 (KN)		
$V_{Rcd} =$	1021.76 (KN)		
$V_{Rd} =$	303 (KN)		$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

9.5.4 Piedritti – sezione mezzzeria

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 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:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	40.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	40.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	91.4	31.4	20
2	91.4	8.6	20
3	8.6	8.6	20
4	8.6	31.4	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

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

1	1	4	8	20
2	3	2	3	20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	23.00	37.00	0.00	0.00	0.00
2	23.00	105.00	0.00	0.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	23.00	27.00	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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	23.00	24.00 (100.72)	0.00 (0.00)
2	23.00	27.00 (99.92)	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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	23.00	16.00 (104.49)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	N	23.00	37.00	0.00	22.96	203.96	0.00	5.53	47.1(7.2)
2	N	23.00	105.00	0.00	22.96	203.96	0.00	1.94	47.1(7.2)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.227	100.0	40.0	-0.00072	91.4	31.4	-0.01189	8.6	8.6
2	0.00350	0.227	100.0	40.0	-0.00072	91.4	31.4	-0.01189	8.6	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	0.000490216	-0.016108652	0.227	0.724
2	0.000000000	0.000490216	-0.016108652	0.227	0.724

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss 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
D barre Distanza tre le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	--------

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
		Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

1 S 1.81 100.0 40.0 -54.6 8.6 8.6 1500 15.7 20.7 1.00

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

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
S1	Massima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2	Minima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica
Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi	$= 1 - \text{Beta}12 \cdot (S_{sr}/S_s)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 \cdot S_s/E_s$ è tra parentesi
srm	Distanza media tra le fessure [mm]
wk	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 \cdot e \cdot s_m \cdot s_{rm}$. 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	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.8	0.0	0.125	20	76	0.400	0.00011 (0.00011)	289	0.054 (990.00)	99.92	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	1.60	100.0	40.0	-47.7	8.6	8.6	1450	15.7	20.7	0.50
2	S	1.81	100.0	40.0	-54.6	8.6	8.6	1500	15.7	20.7	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.7	0.0	0.125	20	76	0.400	0.00010 (0.00010)	286	0.046 (0.20)	100.72	0.00
2	S	-0.8	0.0	0.125	20	76	0.400	0.00011 (0.00011)	289	0.054 (0.20)	99.92	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	1.06	100.0	40.0	-29.3	8.6	8.6	1450	15.7	20.7	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.5	0.0	0.125	20	76	0.400	0.00006 (0.00006)	286	0.029 (0.20)	104.49	0.00

GENERAL CONTRACTOR		ALTA SORVEGLIANZA			
					
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	40	cm		
c	=	5	cm		
d	=	$h-c$	=	35	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	40	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.2	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	10			
braccia	=	2.5			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	40	cm		
(A_{sw} / s)	=	4.909	cm^2 / m		
α	=	90	°	(90° staffe verticali)	
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	97	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO	
Calcolo di $\cot \theta$	
$\cot(\theta) =$	6.93
$\theta =$	8.22 °

$\cot q > 2,5$		Si assume	$q = 21,8^\circ$
Armatura trasversale			
$V_{Rsd} =$	151.26 (KN)		
$V_{Rcd} =$	1021.76 (KN)		
$V_{Rd} =$	151 (KN)		$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

9.6 VERIFICHE GEOTECNICHE

9.6.1 Verifica della capacità portante

La verifica a capacità portante del complesso fondazione – terreno è stata effettuata applicando la combinazione (A1+M1+R3) dell'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I delle NTC2008. I coefficienti γ_R sono riportati nella seguente tabella 6.4.I delle NTC08):

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

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

La pressione limite puo' essere calcolata in base alla formula generale di Brinch Hansen (1970):

$$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + q \cdot N_q s_q d_q i_q b_q g_q + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c$$

(valida in condizioni drenate)

$$q_{lim} = c_U N_c^* d_c^* i_c^* s_c^* b_c^* g_c^* + q$$

(valida in condizioni non drenate)

essendo

N_q, N_c, N_{γ} i fattori di capacità portante in condizioni drenate;

N_c^* il fattore di capacità portante in condizioni non drenate;

$s_{\gamma} s_q s_c$ i fattori di forma della fondazione;

$i_{\gamma} i_q i_c$ i fattori correttivi per l'inclinazione del carico;

$b_{\gamma} b_q b_c$ i fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione;

$g_{\gamma} g_q g_c$ i fattori correttivi per l'inclinazione del piano campagna;

$d_{\gamma} d_q d_c$ i fattori correttivi per la profondità del piano di posa;

$d_c^* i_c^* s_c^* b_c^* g_c^*$ i fattori correttivi corrispondenti rispettivamente a quanto sopra esposto ma validi in condizioni non drenate.

In condizioni drenate valgono le seguenti espressioni:

$$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi' / 2) * e^{(\sigma' * \text{tg} \phi')}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \text{tg} \phi'$$

$$N_{\gamma} = 1.5(N_q - 1) * \text{tg} \phi'$$

$$i_{\gamma} = \left[1 - \frac{H}{N + B' \cdot c \cdot \cotg \phi'} \right]^{m+1}$$

$$i_{\xi} = i_c = \left[1 - \frac{H}{N + B' \cdot c \cdot \cotg \phi'} \right]^m$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \frac{D}{B'} \quad \text{per } D/B' \leq 1$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \operatorname{arctg} \left(\frac{D}{B'} \right) \quad \text{per } D/B' > 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \operatorname{tg} \phi'}$$

$$s_q = 1 + (B/2) \operatorname{tg} \phi'$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4B/4$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$$

$$g_{\gamma} = g_q = (1 - 0.5 \operatorname{tg} \beta)^5$$

$$g_c = 1 - \beta^{\circ}/147^{\circ}$$

$$b_{\xi} = e^{(-2.7 \operatorname{tg} \phi')}$$

$$b_{\gamma} = e^{(-2.7 \operatorname{tg} \phi')}$$

$$\text{ove } \beta + \eta \leq 90^{\circ} \text{ e } \beta \leq \phi$$

In condizioni non drenate i fattori hanno le seguenti espressioni:

$$N_c^* = (2 + \pi)$$

$$s_c^* = 0.2 + \frac{B}{L}$$

$$i_c^* = \left[1 - \frac{mH}{B' c u N_c} \right]^m$$

$$d_c^* = 0.4 + \frac{D}{B} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_c^* = 0.4 + \frac{\operatorname{tg}^2 \phi' D}{B} \quad \text{per } D/B > 1$$

$$g_c^* = \beta^{\circ}/147^{\circ}$$

$$b_c^* = \eta^{\circ}/147^{\circ}$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

Si sono indicate con:

$q = \gamma * D$ = pressione verticale totale agente alla quota di imposta della fondazione;

B' = larghezza efficace equivalente della fondazione;

γ = peso di volume naturale del terreno;

C_u = coesione non drenata;

D = affondamento della fondazione;

H = carico orizzontale agente.

Per valutare gli effetti dell'eccentricità è necessario inserire nell'equazione della capacità due dimensioni L' e B' ridotte secondo le:

$$L' = L - 2e_x$$

$$B' = B - 2e_y$$

dove B e L sono le reali dimensioni della fondazione e e_x e e_y sono le eccentricità.

L'azione complessiva trasmessa al terreno dalla fondazione nella condizione SLU è pari a circa 929 kN per una striscia di larghezza unitaria e $929 \times 11 = 10219$ kN globalmente, mentre nella condizione SLV è pari a circa 361 kN per una striscia di larghezza unitaria e $361 \times 11 = 3971$ kN globalmente per la struttura in esame.

Andremo nel seguito a riportare i calcoli delle verifiche geotecniche condotte sia nella condizione SLV che SLU:

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali SLV

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

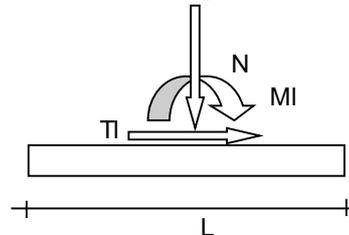
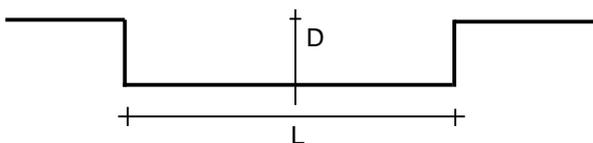
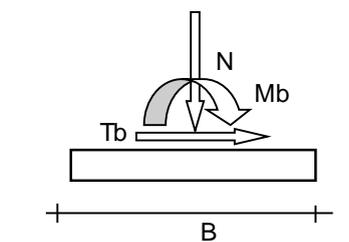
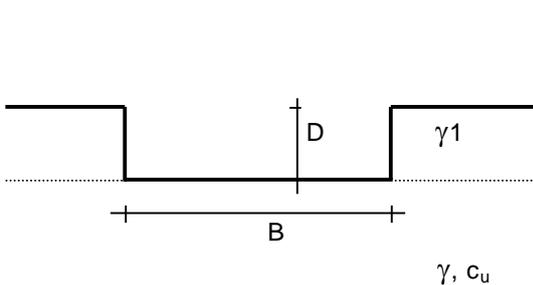
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

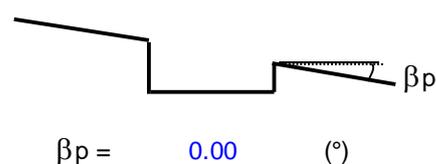
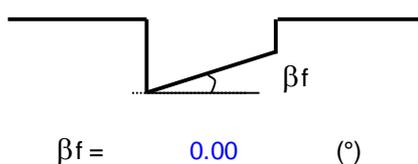
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	resistenze	
	permanententi	temporaneee variabili	c_u	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	2.30	1.10
SISMA	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

- B = 6.70 (m)
- L = 11.00 (m)
- D = 4.00 (m)



Progetto

Lotto

Codifica

IN17

12

EI2CLSL13A0001

B

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	3971		3971.00
Mb [kNm]	7304		7304.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	3212		3212.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	3212	0.00	3212.00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 65.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 1.84 \quad (\text{m})$$

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

Valore di progetto

$$c_u = 65.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 3.02 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 11.00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 72.00 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

 N_c : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

 s_c : fattori di forma

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

$$s_c = 1.05$$

 i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.78$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.22$$

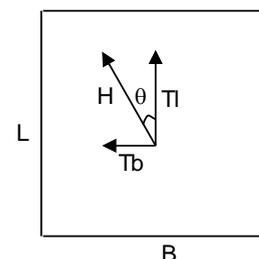
$$\theta = \arctg(T_b/T_I) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.78$$

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

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

$$i_c = 0.48$$



GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.37$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

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

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

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

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 305.53 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 119.48 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 132.84 \geq q = 119.48 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali SLU

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

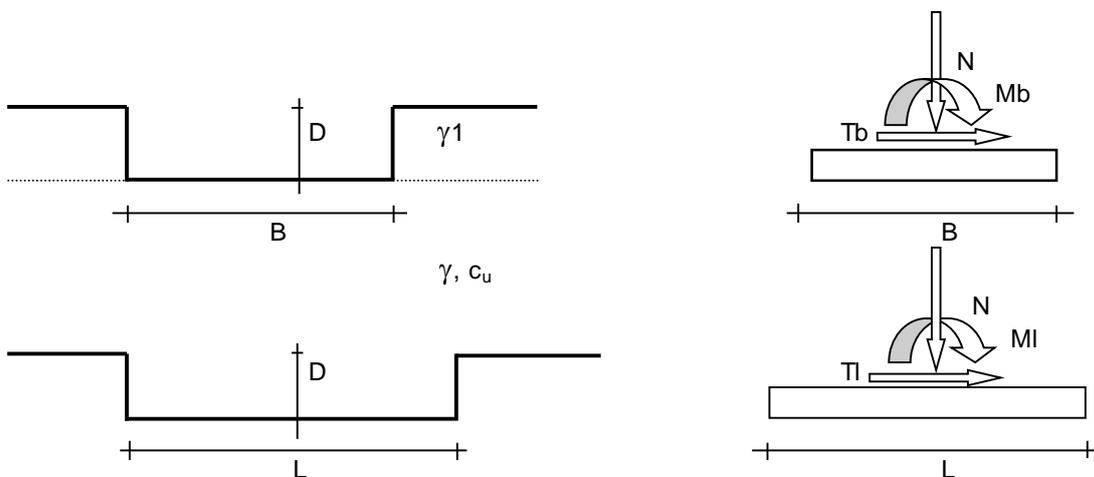
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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+R3	1.30	1.50	1.00	2.30	1.10
SISMA	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 6.70 (m)
L = 11.00 (m)
D = 4.00 (m)



$\beta_f = 0.00$ (°)



$\beta_p = 0.00$ (°)

Progetto

Lotto

Codifica

IN17

12

EI2CLSL13A0001

B

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	10219		10219.00
Mb [kNm]	1122		1122.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	671		671.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	671	0.00	671.00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 65.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.11 \quad (\text{m})$$

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

Valore di progetto

$$c_u = 65.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 6.48 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 11.00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 72.00 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

 N_c : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

 s_c : fattori di forma

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

$$s_c = 1.12$$

 i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.63$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.37$$

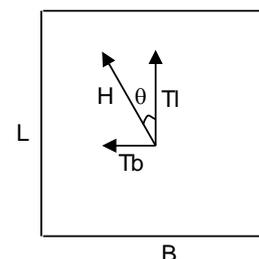
$$\theta = \arctg(T_b/T_I) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.63$$

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

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

$$i_c = 0.95$$



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.25$$

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

$$q_{lim} = 516.30 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 143.36 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 224.48 \geq q = 143.36 \quad (\text{kN/m}^2)$$

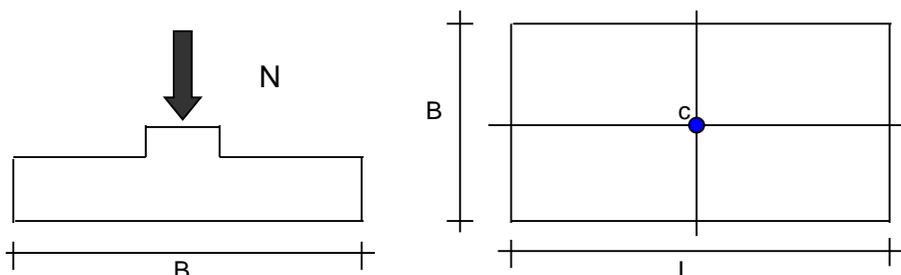
GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

9.6.2 Valutazione dei cedimenti

Si esibisce di seguito il calcolo dei cedimenti in fondazione dell'opera in esame.

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



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

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

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

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

DATI DI INPUT:

B = 6.20 (m) (Larghezza della Fondazione)
L = 6.18 (m) (Lunghezza della Fondazione)
N = 2534 (kN) (Carico Verticale Agente)
q = 66.13 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))
ns = 5 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δ_{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	UG2 - LIMO ARGILLOSO	6.00	0.0	6.0	1.0	5000	0.30	3.97
2	UG6 - GHIAIA CON SABBIA	2.00	6.0	8.0	1.0	10000	0.30	0.31
3	UG2 - LIMO ARGILLOSO	2.70	8.0	10.7	1.0	80000	0.30	0.03
4	UG6 - GHIAIA CON SABBIA	9.50	10.7	20.2	1.0	10000	0.30	0.47
5	UG2 - LIMO ARGILLOSO	5.80	20.2	26.0	1.0	25000	0.30	0.05
-			0.0	0.0	1.0			-

$$\delta_{ctot} = 4.83 \text{ (cm)}$$

Il cedimento totale risulta essere pari a **4.83 cm**.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

10 SEZIONE 3

10.1 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Nel seguito sarà esaminata una striscia del muro ad U avente lunghezza 1.00 m. Si riportano di seguito le dimensioni geometriche della sezione in retto.

Larghezza totale del muro ad U	$L_{tot} =$	6.70 m
Larghezza utile del muro ad U	$L_{int} =$	5.50 m
Larghezza mensola di fondazione sinistra	$L_{msx} =$	0.20 m
Larghezza mensola di fondazione destra	$L_{mdx} =$	0.20 m
Spessore piedritti	$S_p =$	0.40 m
Spessore ritto centrale	$S_{pc} =$	0.00 m
Spessore della soletta di fondazione	$S_f =$	0.50 m
Altezza libera del muro ad U	$H_{int} =$	2.50 m
Altezza totale del muro ad U	$H_{tot} =$	3.00 m
Quota falda da intradosso fondazione	$H_w =$	-2.98 m
Larghezza striscia di calcolo	$b =$	1.00 m

10.2 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono le condizioni di carico elementari assunte per l'analisi delle sollecitazioni e per le verifiche della struttura in esame. Tali condizioni di carico elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per il calcestruzzo armato si assume il seguente peso specifico:

calcestruzzo armato: $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$.

10.2.1 Condizioni di carico

10.2.1.1 Peso proprio strutturale (PP)

Il peso proprio della soletta e dei piedritti risulta:

Peso soletta di fondazione $P_s = 25.00 \times 0.50 = 12.50 \text{ kN/m}$

Peso piedritti $P_p = 25.00 \times 0.40 = 10.00 \text{ kN/m}$

Peso setto centrale $P_{sc} = 25.00 \times 0.00 = 0.00 \text{ kN/m}$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

10.2.1.2 Carichi permanenti portati (PERM)

Sulla soletta di fondazione sono stati considerati i carichi permanenti relativi alla sovrastruttura stradale:

Spessore medio sovrastruttura stradale	0.85 m
Peso specifico sovrastruttura stradale	18.0 kN/m ³
Peso sovrastruttura stradale	15.30 kN/m

10.2.1.3 Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)

La struttura è stata analizzata nella condizione di spinta a riposo.

$$K_0 = 0.384$$

La pressione del terreno è stata calcolata come:

$$P = (P_b + h_{\text{variabile}} \cdot \gamma_{\text{terreno_piedritto}}) \cdot K_0$$

al di sopra della falda

$$P = [P_b + h_{\text{variabile}} \cdot (\gamma_{\text{terreno_piedritto}} - \gamma_w)] \cdot K_0$$

al di sotto della falda

per cui risulta quanto segue.

Pressione in asse soletta inferiore $P_1 = 20.93 \text{ kN/m}$

Pressione intradosso soletta inferiore $P_2 = 22.85 \text{ kN/m}$

Inoltre sono stati considerati, come carichi concentrati nei nodi della fondazione, i contributi delle spinte del terreno esercitate su metà spessore delle soletta di fondazione.

Spinta semispessore soletta di fondazione $P_{H.t.fond} = 5.47 \text{ kN}$

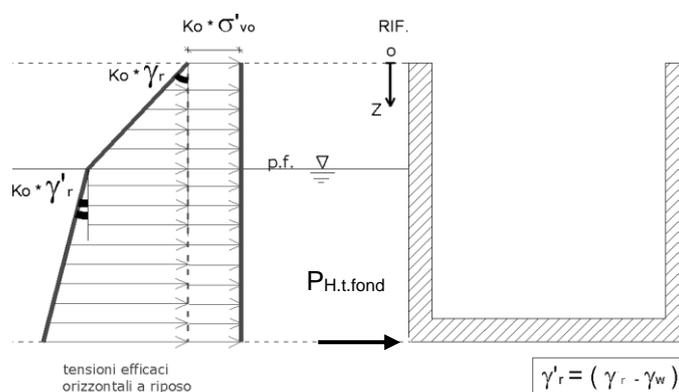


Figura 10.1: SPTSX

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

10.2.1.4 Azioni della falda (SPTW)

Qualora la falda fosse posizionata al di sopra del piano di posa della fondazione si considera, in aggiunta alla spinta delle terre sopra definita, la spinta idrostatica esercitata dall'acqua sulle pareti verticali, pari a $S_w = \gamma_w * z$, e la sottospinta idraulica diretta verso l'alto sulla soletta inferiore, pari al prodotto del peso specifico dell'acqua, per l'altezza dello scatolare immerso, $P_w = \gamma_w * h_{imm}$.

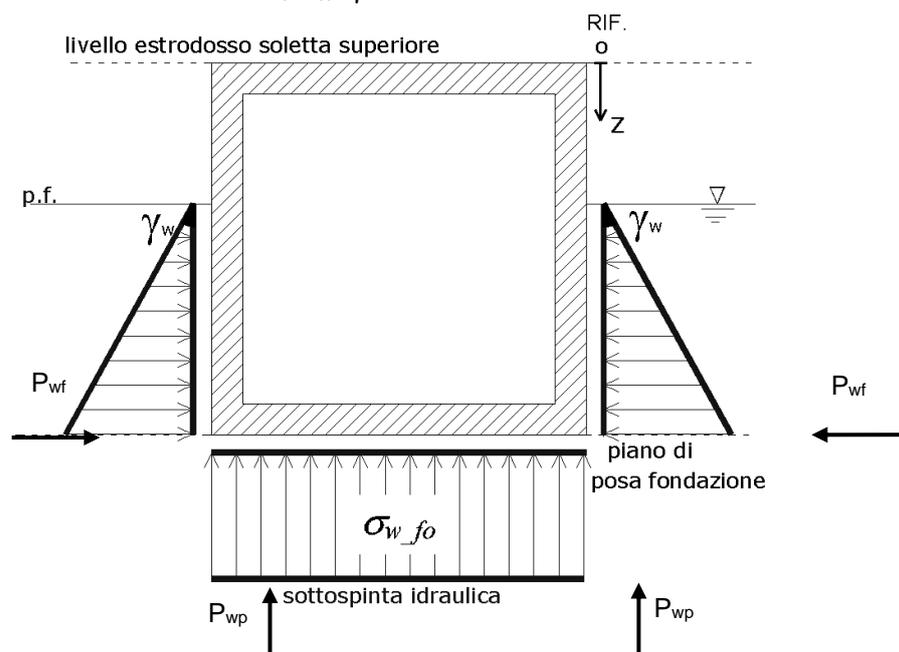


Figura 10.2: SPTW

10.2.1.5 Sovraccarico variabile in condizioni statiche e sismiche (SPACCDX e SPACCSX)

La spinta orizzontale dovuta al sovraccarico accidentale è calcolata come

$$P_{qacc} = k_0 \times q$$

con q sovraccarico accidentale.

Per le pareti a sostegno delle scarpate dei rilevati, si considera un sovraccarico pari a 10 kN/m², rappresentativo degli eventuali mezzi meccanici adottati nelle operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria che possono transitare sulla scarpata del rilevato.

Nel caso in esame risulta:

$$P_{qacc} = 0.384 \times 10.00 = 3.84 \text{ kN/m}^2$$

Il sovraccarico accidentale in condizioni sismiche è assunto nullo.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

10.2.1.6 Azioni variabili da traffico (ACC_SOLINF)

Per quanto riguarda i sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione, si applica un carico equivalente al carico Tandem della Corsia n°1 dello Schema di Carico 1 opportunamente diffuso, al quale andrà sommato il carico distribuito dello Schema di Carico della Corsia n°1, anche esso opportunamente diffuso.

Di seguito si riporta il carico equivalente al carico Tandem:

$$Q_{\text{tandem}} = 2Q_{1k}/b_L \quad b_t = 59.41 \text{ kN/m}$$

10.2.2 Azioni sismiche

10.2.2.1 Forze di inerzia:

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudo-statica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

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

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

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

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

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$$

Si ha:

$$\text{Massa associata al peso proprio piedritti} \quad G_1 = 10.00 \text{ kN/m}$$

$$\text{Massa associata al peso del setto centrale} \quad G_2 = 0.00 \text{ kN/m}$$

10.2.2.2 Forze sismiche orizzontali (SISMA_H)

Forza orizzontale sui piedritti (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato ai piedritti):

$$F_h = k_h G_p = 2.97 \text{ kN/m}$$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

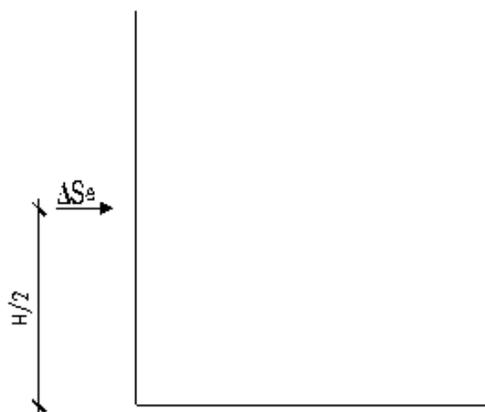
10.2.2.3 Spinta delle terre in fase sismica (SPSDX e SPSSX)

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

$$\Delta S_E = (\alpha_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2 = 53.5 \quad \text{kN/m}$$

con risultante applicata ad un'altezza pari ad H/2.

Sisma proveniente da sinistra



Sisma proveniente da destra

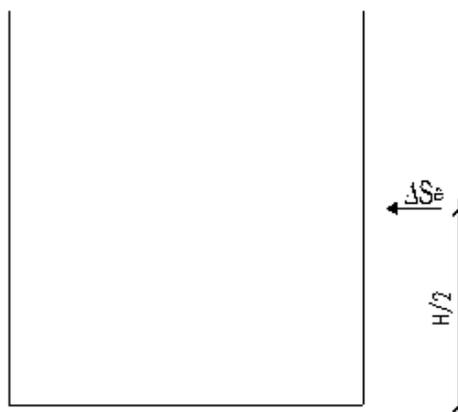


Figura 10.3: Spinta sismica del terreno secondo la teoria di Wood

Nel modello di calcolo si è applicato il valore della forza sismica per unità di superficie agente su un piedritto, pari a:

$$\Delta S_E = \Delta S_s / H = 17.8 \quad \text{kN/m}^2$$

10.3 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:

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

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

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:

$$E = \pm 1.00 \times E_y \pm 0.30 \times E_z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_y \pm 1.00 \times E_z$$

avendo indicato con E_y e E_z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

Si riporta la Tabella 5.2.V delle NTC08 dei coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico SLU:

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

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

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

Si riportano di seguito le combinazioni delle azioni maggiormente significative per la determinazione delle sollecitazioni più gravose.

Tabella 8: Combinazioni di carico SLU (01-05)

	SLU01	SLU02	SLU03	SLU04	SLU05	SLU06
PP	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35
PERM	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1.5
SPTSX	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1.35	1	1	1.35	1.35	1.35
SPACCSX	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SPACCDX	0	0	1.5	1.5	1.5	1.5
ACC_SOLINF	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0
SISMA_H	0	0	0	0	0	0
SPSSX	0	0	0	0	0	0
SPSDX	0	0	0	0	0	0

Tabella 9: Combinazioni di carico SLV (01-02)

	SLV01	SLV02
PP	1	1
PERM	1	1
SPTSX	1	1
SPTDX	1	1
SPTW	1	1
SPACCSX	0.2	0.2
SPACCDX	0.2	0.2
ACC_SOLINF	0.2	0.2
SISMA_H	1	1
SPSSX	1	1
SPSDX	1	-1

Tabella 10: Combinazioni di carico SLE

	SLE_RARA01	SLE_RARA02	SLE_FREQ01	SLE_QPERM01
PP	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1
SPTDX	1	0.8	0.8	1
SPTW	1	1	1	1
SPACCSX	1	1	0.75	0
SPACCDX	1	0	0	0
ACC_SOLINF	1	1	0.75	0
SISMA_H	0	0	0	0
SPSSX	0	0	0	0
SPSDX	0	0	0	0

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

10.4 MODELLAZIONE STRUTTURALE

10.4.1 Codice di calcolo

L' analisi della struttura scatolare è stata condotta con un programma agli elementi finiti (STRAUS7) facendo riferimento agli assi baricentrici degli elementi schematizzati con elementi "beam" .

10.4.2 Modello di calcolo

Le analisi sono state condotte per una striscia di struttura di lunghezza unitaria, implementando un modello di calcolo bidimensionale in condizioni di deformazione piana. La struttura è definita sulla base degli assi baricentrici degli elementi. La fondazione è schematizzata come una trave su suolo elastico alla Winkler non reagente a trazione, il calcolo della costante di sottofondo è riportata nel paragrafo 10.4.3.

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle seguenti figure.



Figura 10.4: Modello F.E.M struttura - numerazione nodi

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B



Figura 10.5: Modello F.E.M. struttura – numerazione aste

10.4.3 Interazione terreno-struttura

L'interazione struttura-terreno è simulata mediante l'applicazione sugli elementi interessati di un sistema di molle alla Winkler, definite assumendo cautelativamente un modulo di reazione verticale K_v pari a 5500 kN/m^3 ; il calcolo della costante di Winkler è stato condotto applicando il procedimento proposto da Vesic e riportato da Bowles nel testo "Fondazioni", secondo la seguente formulazione:

$$k_s = \frac{E}{B(1 - \mu^2)I_s I_F}$$

dove:

E = modulo elastico medio dello spessore di terreno sottostante la fondazione;

B = larghezza della fondazione;

μ = coefficiente di Poisson del terreno di fondazione, assunto pari a 0.3.

Il valore del coefficiente di influenza I_s è stato calcolato attraverso la seguente equazione:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

dove:

I_1 e I_2 = coefficienti dipendenti dai rapporti H/B' e L/B ;

H = spessore dello strato compressibile, pari a $5B$;

B' = larghezza corrispondente al punto di calcolo assunto coincidente con il centro della fondazione, pari a $B/2$.

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

Il valore del coefficiente di influenza IF è stato estrapolato in funzione dei valori dei rapporti L/B e D/B.

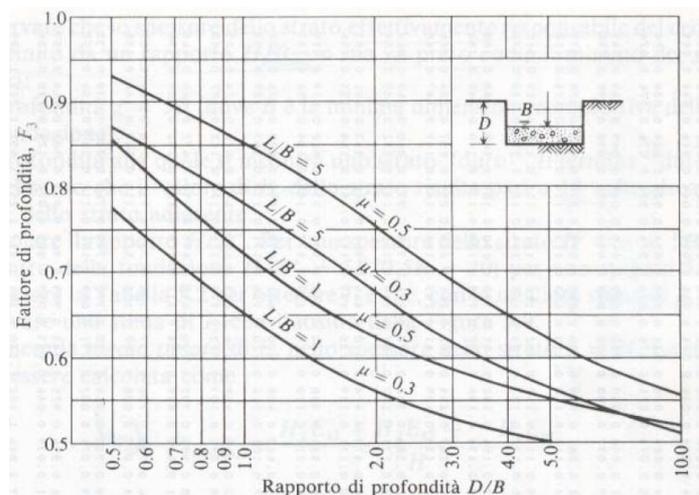


Figura 9.6: Grafico per la determinazione del fattore di profondità F_3

Le tabelle seguenti riportano le grandezze caratteristiche dell'opera.

Larghezza fondazione - B (m)	Profondità fondazione - D (m)	Lunghezza fondazione - L (m)	Modulo elastico - E_s (kPa)
6.7	1.80	11.0	10000

D/B	L/B	H/B'
0.27	1.64	10.00

H	m
33.5	0.3

La tabella seguente riporta i parametri l_1 , l_2 , l_s e l_f .

l_1	l_2	l_s	l_f
0.279	0.026	0.293	0.8

La tabella seguente riassume il valore calcolato della costante di sottofondo (k_s) e il valore assunto nei calcoli strutturali successivi.

k_s (daN/cm ³)	$k_{s\text{-assunto}}$ (daN/cm ³)
0.6986	0.5500

	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

10.5 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Nelle seguenti tabelle sono riportati i valori massimi delle caratteristiche delle sollecitazioni ricavati per le sezioni oggetto di verifica, indicate in figura.

Di seguito è riportato l'involuppo delle sollecitazioni flettenti e taglianti dello stato limite ultimo. Le unità di misura adottate nei diagrammi seguenti sono kN-m.

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-108.0456	108.0456
	[Bm:13]	[Bm:1]

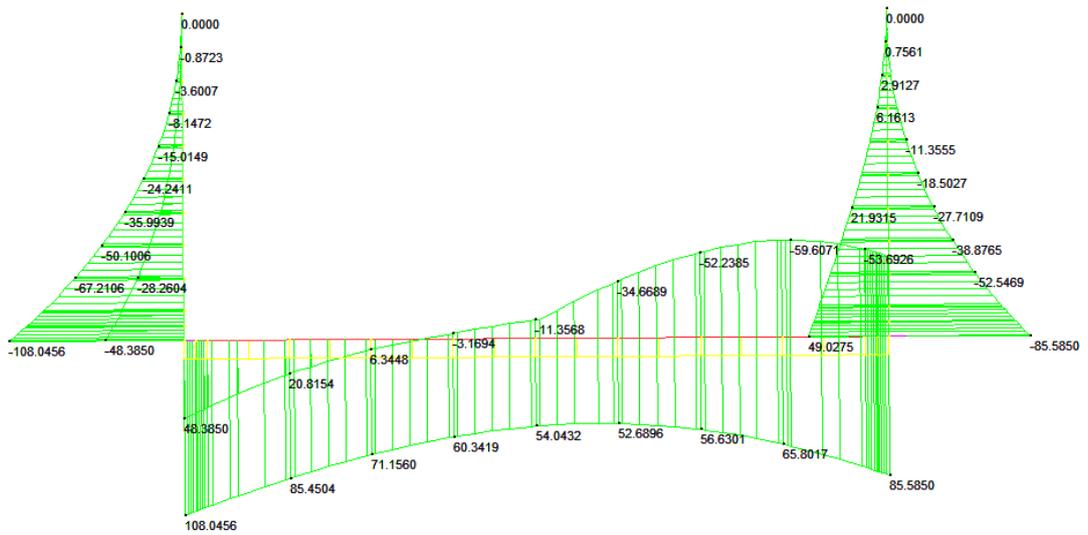


Figura 10.7: Involuppo SLU/Sisma: Momenti flettenti

	MIN	MAX
SF2(kN)	-71.8644	88.1995
	[Bm:24]	[Bm:13]

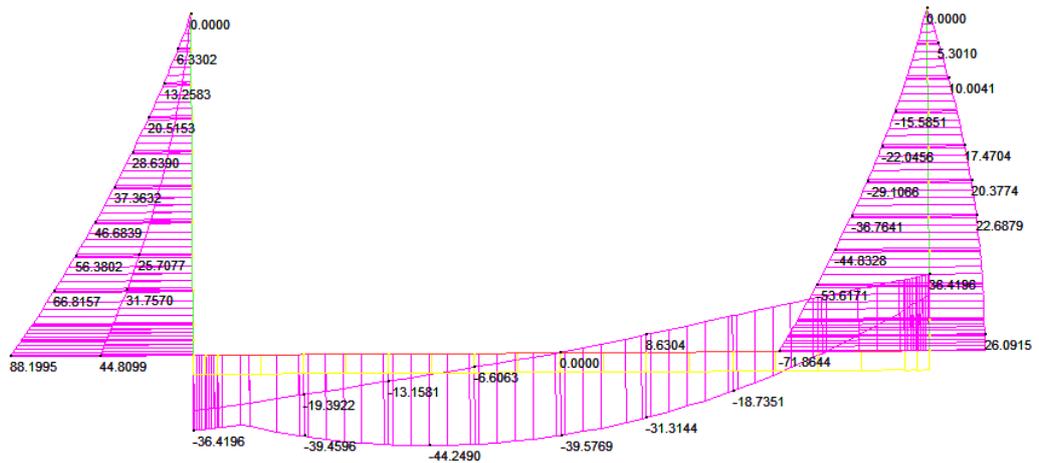


Figura 10.8: Involuppo SLU/Sisma: sollecitazioni taglianti

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

	MIN	MAX
Force(kN)	-36.4196	0.0000
	[Bm:24]	[Bm:1]

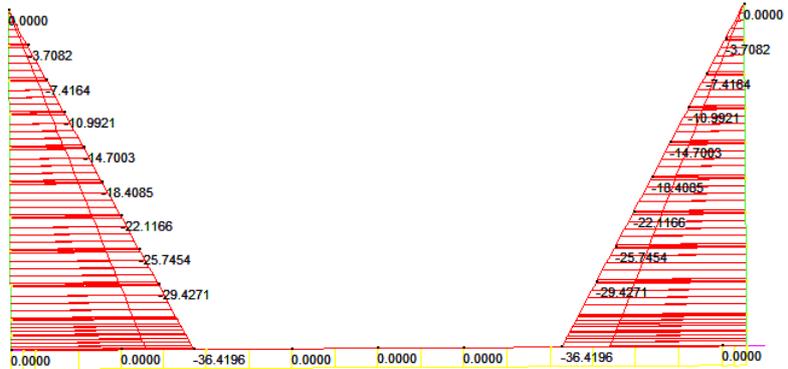


Figura 10.9: Inviluppo SLU/Sisma: sforzo normale

	MIN	MAX
M2(kN.m)	-41.1250	41.1250
	[Bm:13]	[Bm:12]

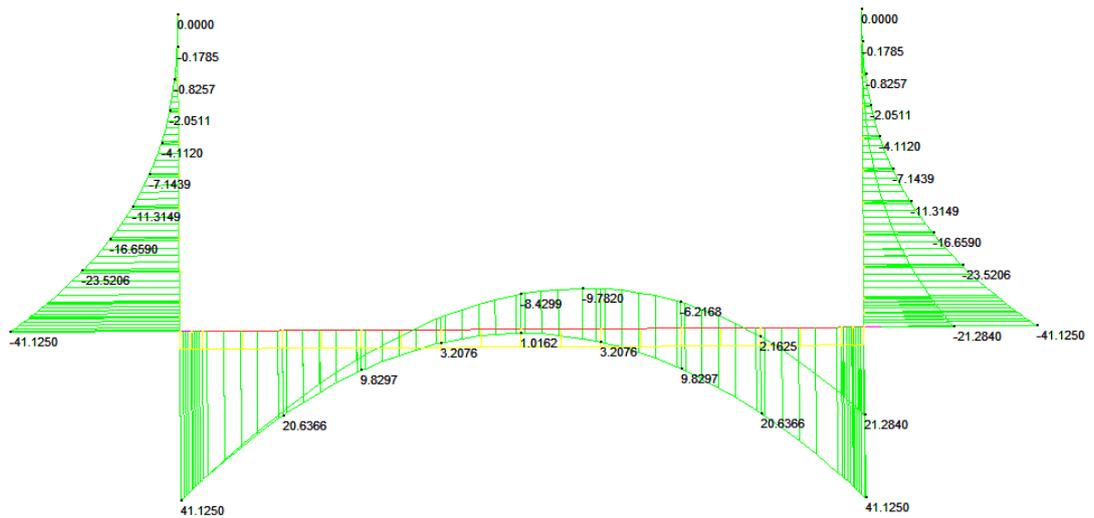


Figura 10.10: Inviluppo SLE Momenti flettenti

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

	MIN	MAX
SF2(kN)	-39.5299	39.5300
	[Bm.24]	[Bm.13]

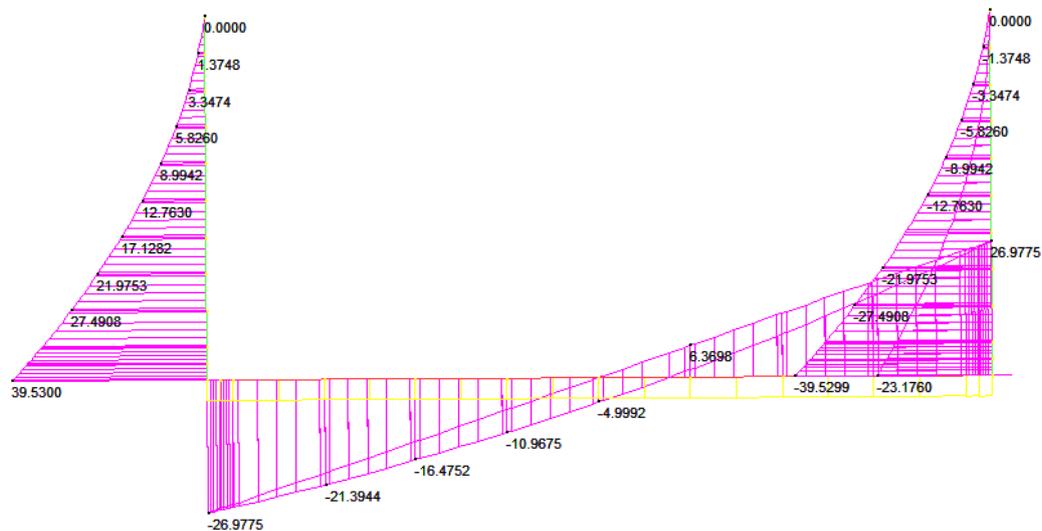


Figura 10.11: Involuppo SLE: sollecitazioni taglianti

Di seguito si riportano i valori delle sollecitazioni per tutte le combinazioni di carico relative a tutte le sezioni di verifica.

FOND_MEZZ	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLU	0	17	16
SLV	0	54	44
SLE RARA	0	-8	-
SLE FREQUENTE	0	-11	-
SLE QUASI PERM.	0	-13	-

FOND_INC	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLU	0	58	36
SLV	0	108	27
SLE RARA	0	41	-
SLE FREQUENTE	0	37	-
SLE QUASI PERM.	0	27	-

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica E12CLSL13A0001	B

PIEDR_PIEDE	N	Mx	Vy
	<i>(KN)</i>	<i>(KNm)</i>	<i>(KNm)</i>
SLU	22	58	55
SLV	22	108	88
SLE RARA	22	41	-
SLE FREQUENTE	22	37	-
SLE QUASI PERM.	22	27	-

PIEDR_MEZZ	N	Mx	Vy
	<i>(KN)</i>	<i>(KNm)</i>	<i>(KNm)</i>
SLU	14	16	24
SLV	14	36	47
SLE RARA	14	11	-
SLE FREQUENTE	14	10	-
SLE QUASI PERM.	14	6	-

10.6 VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO

Si riassumono di seguito i risultati delle verifiche allo stato limite ultimo per le sollecitazioni di taglio e flessione, relative all'involuppo delle combinazioni di carico. In particolare si riportano le sollecitazioni massime per tutte le sezioni di verifica e le combinazioni di carico più gravose (minimo coefficiente di sicurezza), sia per la verifica a flessione sia per la verifica a taglio.

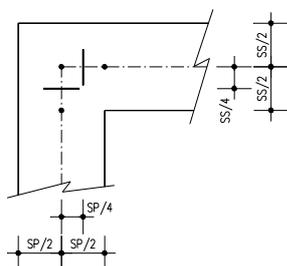
Nelle verifiche della soletta di fondazione, cautelativamente, non si è tenuto in conto del contributo dello sforzo normale.

Le verifiche a flessione in corrispondenza dei nodi tra setti adiacenti sono effettuate rispettivamente:

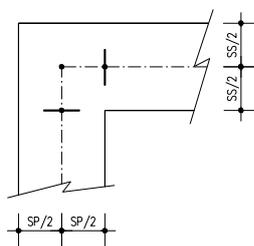
- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a fessurazione e a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B



VERIFICHE A FLESSIONE



VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite.

Si riporta di seguito l'armatura degli elementi strutturali nelle sezioni di mezzeria e di incastro.

Elemento	Sezione	Dimensioni [cm]		Flessione		Armatura a taglio	Ripartitori (esterni)
		B	H	Lato terra	Lato interno		
PIEDRITTI	MEZZERIA	100	x 40	10φ16	5φ16	9φ8/mq	φ12/20
	INCASTRO			10φ16	10φ16	9φ8/mq	φ12/20
SOLETTA INF.	INCASTRO	100	x 50	10φ16	10φ16	φ8/40x40	φ12/20
	MEZZERIA			10φ16	10φ16	φ8/40x40	φ12/20

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE		
		Progetto	Lotto	Codifica
		IN17	12	EI2CLSL13A0001
				B

10.6.1 Soletta inferiore – sezione di mezzeria

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

	CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	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:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	50.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	50.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	92.2	42.2	16
2	92.2	7.8	16
3	7.8	7.8	16
4	7.8	42.2	16

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

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

1	1	4	8	16
2	3	2	8	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	17.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	54.00	0.00	0.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	8.00	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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	11.00 (151.25)	0.00 (0.00)
2	0.00	8.00 (151.25)	0.00 (0.00)

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	13.00 (151.25)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 cm

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.8 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	N	0.00	17.00	0.00	0.00	321.75	0.00	18.93	40.2(7.6)
2	N	0.00	54.00	0.00	0.00	321.75	0.00	5.96	40.2(7.6)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.159	100.0	50.0	-0.00058	92.2	42.2	-0.01856	7.8	7.8
2	0.00350	0.159	100.0	50.0	-0.00058	92.2	42.2	-0.01856	7.8	7.8

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	0.000522718	-0.022635915	0.159	0.700
2	0.000000000	0.000522718	-0.022635915	0.159	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss 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
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12

GENERAL CONTRACTOR				ALTA SORVEGLIANZA			
							
				Progetto	Lotto	Codifica	
				IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

1 S 0.29 100.0 50.0 -10.6 17.2 7.8 1858 20.1 9.4 1.00

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

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
S1	Massima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2	Minima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica
Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi	$= 1 - \text{Beta}12 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 * Ss/Es$ è tra parentesi
srm	Distanza media tra le fessure [mm]
wk	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e * srm$. 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	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.2	0.0	0.125	16	70	0.400	0.00002 (0.00002)	233	0.008 (990.00)	151.25	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.40	100.0	50.0	-14.6	7.8	7.8	1858	20.1	9.4	0.50
2	S	0.29	100.0	50.0	-10.6	17.2	7.8	1858	20.1	9.4	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.2	0.0	0.125	16	70	0.400	0.00003 (0.00003)	233	0.012 (0.20)	151.25	0.00
2	S	-0.2	0.0	0.125	16	70	0.400	0.00002 (0.00002)	233	0.008 (0.20)	151.25	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.48	100.0	50.0	-17.2	7.8	7.8	1858	20.1	9.4	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.3	0.0	0.125	16	70	0.400	0.00003 (0.00003)	233	0.014 (0.20)	151.25	0.00

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	50	cm		
c	=	5	cm		
d	=	$h-c$	=	45	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	40	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.2	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	8			
braccia	=	2.5			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	40	cm		
(A_{sw} / s)	=	3.142	cm^2 / m		
α	=	90	°	(90° staffe verticali)	
TAGLIO AGENTE					
		$V_{Ed} =$	44	(KN)	
SFORZO NORMALE					
		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		

10.6.2 Soletta inferiore – sezione di incastro

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto f_{cd} :	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza $ec2$:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu :	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale E_c :	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione f_{ctm} :	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C

GENERAL CONTRACTOR		ALTA SORVEGLIANZA		
				
		Progetto	Lotto	Codifica
		IN17	12	EI2CLSL13A0001
				B

Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	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:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C32/40

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

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	92.2	42.2	16
2	92.2	7.8	16
3	7.8	7.8	16
4	7.8	42.2	16

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	16
2	3	2	8	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	58.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	108.00	0.00	0.00	0.00

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	41.00	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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	37.00 (151.25)	0.00 (0.00)
2	0.00	41.00 (151.25)	0.00 (0.00)

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	27.00 (151.25)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.8 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	N	0.00	58.00	0.00	0.00	321.75	0.00	5.55	40.2(7.6)
2	N	0.00	108.00	0.00	0.00	321.75	0.00	2.98	40.2(7.6)

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.159	100.0	50.0	-0.00058	92.2	42.2	-0.01856	7.8	7.8
2	0.00350	0.159	100.0	50.0	-0.00058	92.2	42.2	-0.01856	7.8	7.8

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	0.000522718	-0.022635915	0.159	0.700
2	0.000000000	0.000522718	-0.022635915	0.159	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss 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
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre $Beta1*Beta2$

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	1.50	0.0	50.0	-54.3	92.2	7.8	1858	20.1	9.4	1.00

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

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	
S1	Massima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2	Minima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica
Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi	$= 1 - Beta12*(Ssr/Ss)^2 = 1 - Beta12*(f_{ctm}/S2)^2 = 1 - Beta12*(M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4*Ss/Es$ è tra parentesi
srm	Distanza media tra le fessure [mm]
wk	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e * sm * srm$. 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	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-----	------	-----	----	---------	---------

GENERAL CONTRACTOR				ALTA SORVEGLIANZA			
							
				Progetto	Lotto	Codifica	
				IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

1 S -0.8 0.0 0.125 16 70 0.400 0.00011 (0.00011) 233 0.043 (990.00) 151.25 0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	1.35	100.0	50.0	-49.0	7.8	7.8	1858	20.1	9.4	0.50
2	S	1.50	0.0	50.0	-54.3	92.2	7.8	1858	20.1	9.4	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.8	0.0	0.125	16	70	0.400	0.00010 (0.00010)	233	0.039 (0.20)	151.25	0.00
2	S	-0.8	0.0	0.125	16	70	0.400	0.00011 (0.00011)	233	0.043 (0.20)	151.25	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.99	0.0	50.0	-35.8	82.8	7.8	1858	20.1	9.4	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.6	0.0	0.125	16	70	0.400	0.00007 (0.00007)	233	0.028 (0.20)	151.25	0.00

GENERAL CONTRACTOR		ALTA SORVEGLIANZA			
					
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	50	cm		
c	=	5	cm		
d	=	$h-c$	=	45	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	40	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.2	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	8			
braccia	=	2.5			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	40	cm		
(A_{sw} / s)	=	3.142	cm^2 / m		
α	=	90	°	(90° staffe verticali)	
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	36	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO	
Calcolo di $\cot \theta$	
$\cot(\theta) =$	8.69
$\theta =$	6.56 °

$\cot q > 2,5$			Si assume	$q = 21,8^\circ$
Armatura trasversale				
$V_{Rsd} =$	124.47	(KN)		
$V_{Rcd} =$	1313.69	(KN)		
$V_{Rd} =$	124	(KN)		$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

10.6.3 Piedritti – sezione di incastro

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

	CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	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:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	40.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	40.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	92.2	32.2	16
2	92.2	7.8	16
3	7.8	7.8	16
4	7.8	32.2	16

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

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE		
		Progetto	Lotto	Codifica
		IN17	12	EI2CLSL13A0001
				B

1	1	4	8	16
2	3	2	8	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	29.00	58.00	0.00	0.00	0.00
2	22.00	108.00	0.00	0.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	22.00	41.00	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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	22.00	37.00 (100.60)	0.00 (0.00)
2	22.00	41.00 (100.19)	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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	22.00	27.00 (102.19)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 cm

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.8 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
	Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	N	29.00	58.00	0.00	28.70	246.82	0.00	4.26	40.2(7.2)
2	N	22.00	108.00	0.00	22.03	245.95	0.00	2.28	40.2(7.2)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.210	100.0	40.0	-0.00053	92.2	32.2	-0.01315	7.8	7.8
2	0.00350	0.210	100.0	40.0	-0.00054	92.2	32.2	-0.01319	7.8	7.8

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	0.000516965	-0.017178587	0.210	0.703
2	0.000000000	0.000518192	-0.017227698	0.210	0.702

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

Ver	S = comb. verificata / N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss 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
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre $\beta_1 \cdot \beta_2$

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12

GENERAL CONTRACTOR				ALTA SORVEGLIANZA			
							
				Progetto	Lotto	Codifica	
				IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

1 S 2.39 0.0 40.0 -67.0 17.2 7.8 1450 20.1 9.4 1.00

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

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
S1	Massima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2	Minima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica
Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi	= $1 - \text{Beta}12 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 * Ss/Es$ è tra parentesi
srm	Distanza media tra le fessure [mm]
wk	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e * srm$. 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	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-1.3	0.0	0.125	16	70	0.400	0.00013 (0.00013)	216	0.049 (990.00)	100.19	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	2.16	100.0	40.0	-59.9	7.8	7.8	1450	20.1	9.4	0.50
2	S	2.39	0.0	40.0	-67.0	17.2	7.8	1450	20.1	9.4	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-1.1	0.0	0.125	16	70	0.400	0.00012 (0.00012)	216	0.044 (0.20)	100.60	0.00
2	S	-1.3	0.0	0.125	16	70	0.400	0.00013 (0.00013)	216	0.049 (0.20)	100.19	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	1.58	100.0	40.0	-42.2	7.8	7.8	1400	20.1	9.4	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.8	0.0	0.125	16	70	0.400	0.00008 (0.00008)	214	0.031 (0.20)	102.19	0.00

GENERAL CONTRACTOR		ALTA SORVEGLIANZA			
 IRICAV2		 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	40	cm		
c	=	5	cm		
d	=	$h-c$	=	35	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	40	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.2	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	8			
braccia	=	3			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	33	cm		
(A_{sw} / s)	=	4.570	cm^2 / m		
α	=	90	°	(90° staffe verticali)	
TAGLIO AGENTE					
		$V_{Ed} =$	88	(KN)	
SFORZO NORMALE					
		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO	
Calcolo di cot θ	
$cot(\theta) =$	7.18
$\theta =$	7.92 °

$cot q > 2,5$	Si assume	$q = 21,8^\circ$
Armatura trasversale		
$V_{Rsd} =$	140.81 (KN)	
$V_{Rcd} =$	1021.76 (KN)	
$V_{Rd} =$	141 (KN)	$min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

10.6.4 Piedritti – sezione mezzzeria

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

	CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	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:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	40.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	40.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	92.2	32.2	16
2	92.2	7.8	16
3	7.8	7.8	16
4	7.8	32.2	16

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

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE		
		Progetto	Lotto	Codifica
		IN17	12	EI2CLSL13A0001
				B

1	1	4	3	16
2	3	2	8	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	18.00	16.00	0.00	0.00	0.00
2	14.00	36.00	0.00	0.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	14.00	11.00	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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	14.00	10.00 (104.36)	0.00 (0.00)
2	14.00	11.00 (103.43)	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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	14.00	6.00 (111.78)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 cm

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.8 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	N	18.00	16.00	0.00	18.12	244.03	0.00	15.16	30.2(7.2)
2	N	14.00	36.00	0.00	14.04	243.47	0.00	6.75	30.2(7.2)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.197	100.0	40.0	-0.00080	92.2	32.2	-0.01426	7.8	7.8
2	0.00350	0.197	100.0	40.0	-0.00081	92.2	32.2	-0.01430	7.8	7.8

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	0.000551601	-0.018564040	0.197	0.700
2	0.000000000	0.000552764	-0.018610567	0.197	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss 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
D barre	Distanza tre le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	--------

GENERAL CONTRACTOR				ALTA SORVEGLIANZA			
							
				Progetto	Lotto	Codifica	
				IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

1 S 0.67 100.0 40.0 -15.8 7.8 7.8 1350 20.1 9.4 1.00

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

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
S1	Massima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2	Minima tensione [MPa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica
Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi	$= 1 - \text{Beta}12 * (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 * (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 * Ss/Es$ è tra parentesi
srm	Distanza media tra le fessure [mm]
wk	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e * srm$. 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	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.3	0.0	0.125	16	70	0.400	0.00003 (0.00003)	212	0.011 (990.00)	103.43	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.61	100.0	40.0	-14.1	7.8	7.8	1350	20.1	9.4	0.50
2	S	0.67	100.0	40.0	-15.8	7.8	7.8	1350	20.1	9.4	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.3	0.0	0.125	16	70	0.400	0.00003 (0.00003)	212	0.010 (0.20)	104.36	0.00
2	S	-0.3	0.0	0.125	16	70	0.400	0.00003 (0.00003)	212	0.011 (0.20)	103.43	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.37	0.0	40.0	-7.1	92.2	7.8	1300	20.1	9.4	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.2	0.0	0.125	16	70	0.400	0.00001 (0.00001)	210	0.005 (0.20)	111.78	0.00

GENERAL CONTRACTOR		ALTA SORVEGLIANZA		
 IRICAV2		 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE		
		Progetto	Lotto	Codifica
		IN17	12	EI2CLSL13A0001
				B

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	40	cm		
c	=	5	cm		
d	=	$h-c$	=	35	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	40	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.2	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	8			
braccia	=	3			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	33	cm		
(A_{sw} / s)	=	4.570	cm^2 / m		
α	=	90	°	(90° staffe verticali)	
TAGLIO AGENTE					
		$V_{Ed} =$	47	(KN)	
SFORZO NORMALE					
		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO	
Calcolo di cot θ	
$cot(\theta) =$	7.18
$\theta =$	7.92 °

$cot q > 2,5$	Si assume	$q = 21,8^\circ$
Armatura trasversale		
$V_{Rsd} =$	140.81 (KN)	
$V_{Rcd} =$	1021.76 (KN)	
$V_{Rd} =$	141 (KN)	$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

10.7 VERIFICHE GEOTECNICHE

10.7.1 Verifica della capacità portante

La verifica a capacità portante del complesso fondazione – terreno è stata effettuata applicando la combinazione (A1+M1+R3) dell'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I delle NTC2008. I coefficienti γ_R sono riportati nella seguente tabella 6.4.I delle NTC08):

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

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

La pressione limite puo' essere calcolata in base alla formula generale di Brinch Hansen (1970):

$$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + q \cdot N_q s_q d_q i_q b_q g_q + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c$$

(valida in condizioni drenate)

$$q_{lim} = c_U N_c^* d_c^* i_c^* s_c^* b_c^* g_c^* + q$$

(valida in condizioni non drenate)

essendo

N_q, N_c, N_{γ} i fattori di capacità portante in condizioni drenate;

N_c^* il fattore di capacità portante in condizioni non drenate;

$s_{\gamma} s_q s_c$ i fattori di forma della fondazione;

$i_{\gamma} i_q i_c$ i fattori correttivi per l'inclinazione del carico;

$b_{\gamma} b_q b_c$ i fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione;

$g_{\gamma} g_q g_c$ i fattori correttivi per l'inclinazione del piano campagna;

$d_{\gamma} d_q d_c$ i fattori correttivi per la profondità del piano di posa;

$d_c^* i_c^* s_c^* b_c^* g_c^*$ i fattori correttivi corrispondenti rispettivamente a quanto sopra esposto ma validi in condizioni non drenate.

In condizioni drenate valgono le seguenti espressioni:

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

$$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi' / 2) * e^{(\pi * \text{tg} \phi')}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \text{tg} \phi'$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) * \text{tg} \phi'$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{N + B' \cdot c \cdot \text{cotg} \phi'} \right]^{m+1}$$

$$i_q = i_c = \left[1 - \frac{H}{N + B' \cdot c \cdot \text{cotg} \phi'} \right]^m$$

$$d_q = 1 + 2 \text{tg} \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \frac{D}{B'} \quad \text{per } D/B' \leq 1$$

$$d_q = 1 + 2 \text{tg} \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \text{arctg} \left(\frac{D}{B'} \right) \quad \text{per } D/B' > 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \text{tg} \phi'}$$

$$s_q = 1 + (B / 2) \text{tg} \phi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4B/4$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$$

$$g_\gamma = g_q = (1 - 0.5 \text{tg} \beta)^5$$

$$g_c = 1 - \beta^\circ / 147^\circ$$

$$b_q = e^{(-2.7 \text{tg} \phi')}$$

$$b_\gamma = e^{(-2.7 \text{tg} \phi')}$$

$$\text{ove } \beta + \eta \leq 90^\circ \text{ e } \beta \leq \phi$$

In condizioni non drenate i fattori hanno le seguenti espressioni:

$$N_c^* = (2 + \pi)$$

$$s_c^* = 0.2 + \frac{B}{L}$$

$$i_c^* = \left[1 - \frac{mH}{B' c u N_c} \right]^m$$

$$d_c^* = 0.4 + \frac{D}{B} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

$$d_c^* = 0.4 + \frac{\text{tg}^\circ D}{B} \quad \text{per } D/B > 1$$

$$g_c^* = \beta^\circ / 147^\circ$$

$$b_c^* = \eta^\circ / 147^\circ$$

Si sono indicate con:

q = $\gamma^* D$ = pressione verticale totale agente alla quota di imposta della fondazione;

B' = larghezza efficace equivalente della fondazione;

γ = peso di volume naturale del terreno;

c_u = coesione non drenata;

D = affondamento della fondazione;

H = carico orizzontale agente.

Per valutare gli effetti dell'eccentricità è necessario inserire nell'equazione della capacità due dimensioni L' e B' ridotte secondo le:

$$L' = L - 2e_x$$

$$B' = B - 2e_y$$

dove B e L sono le reali dimensioni della fondazione e e_x e e_y sono le eccentricità.

L'azione complessiva trasmessa al terreno dalla fondazione nella condizione SLU è pari a circa 874 kN per una striscia di larghezza unitaria e $874 \times 11 = 9614$ kN globalmente, mentre nella condizione SLV è pari a circa 292 kN per una striscia di larghezza unitaria e $292 \times 11 = 3212$ kN globalmente per la struttura in esame.

Andremo nel seguito a riportare i calcoli delle verifiche geotecniche condotte sia nella condizione SLV che SLU:

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci SLU

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

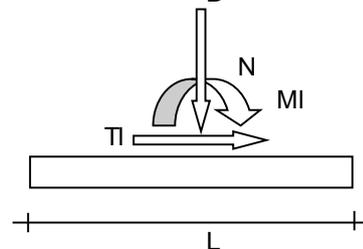
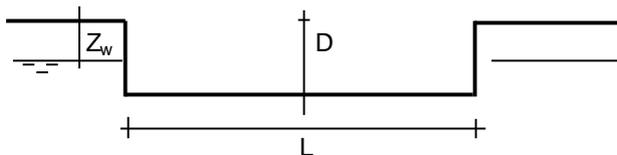
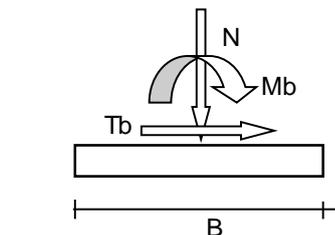
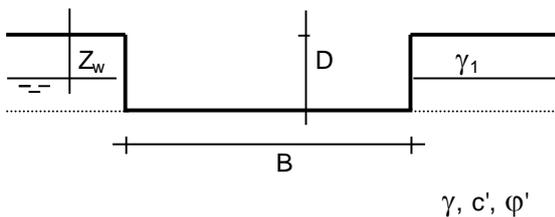
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

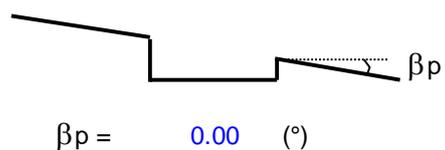
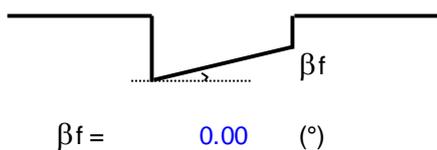
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo A1+M1+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
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 6.70 (m)
L = 11.0 (m)
D = 2.00 (m)



GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	9614		9614.00
Mb [kNm]	341		341.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	319		319.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	319.00	0.00	319.00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

Valori di progetto

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

Profondità della falda

$$Z_w = 5.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.04 \quad (\text{m})$$

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

$$B^* = 6.63 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 11.00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 36.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 12.48 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 10.66$$

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

$$N_c = 20.72$$

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

$$N_\gamma = 10.88$$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.31$$

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

$$s_q = 1.28$$

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

$$s_\gamma = 0.76$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.62 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.38 \quad m = 1.62 \quad (-)$$

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

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

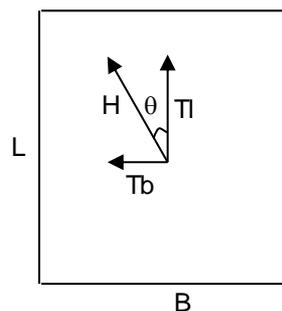
$$i_q = 0.95$$

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

$$i_c = 0.94$$

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

$$i_\gamma = 0.92$$



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

$$d_q = 1.09$$

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

$$d_c = 1.10$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 821.60 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 131.84 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 357.22 \geq q = 131.84 \quad (\text{kN/m}^2)$$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci SLV

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

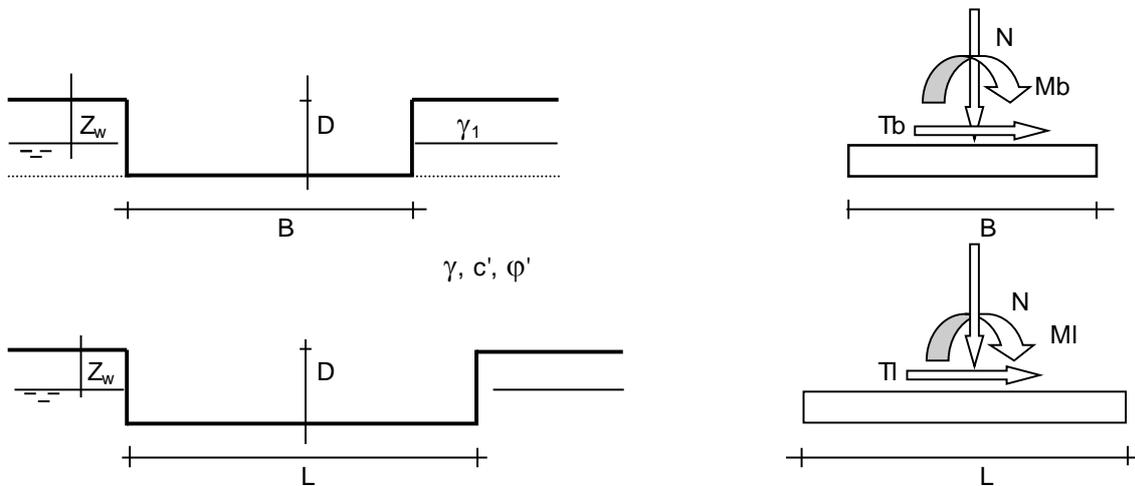
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

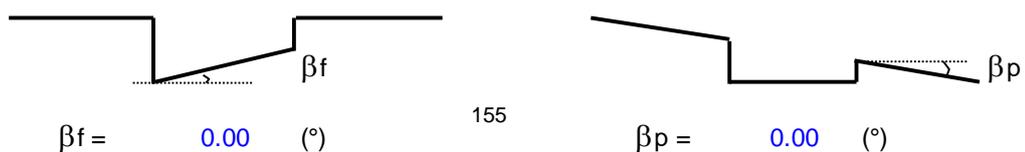
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
Stato	Limite	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Ultimo	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	
Definiti dal Progettista		X	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 6.70 (m)
L = 11.0 (m)
D = 2.00 (m)



GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	12	EI2CLSL13A0001	B

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	3212		3212.00
Mb [kNm]	1727		1727.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	1254		1254.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	1254.00	0.00	1254.00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

Valori di progetto

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

Profondità della falda

$$Z_w = 5.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.54 \quad (\text{m})$$

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

$$B^* = 5.62 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 11.00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 36.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 12.48 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 10.66$$

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

$$N_c = 20.72$$

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

$$N_\gamma = 10.88$$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.26$$

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

$$s_q = 1.24$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0.80$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.66 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.34 \quad m = 1.66 \quad (-)$$

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

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

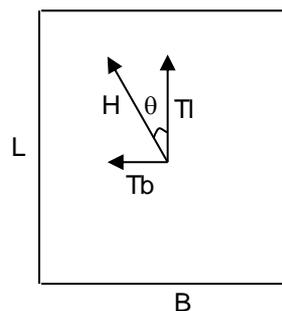
$$i_q = 0.44$$

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

$$i_c = 0.38$$

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

$$i_\gamma = 0.27$$



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

$$d_q = 1.11$$

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

$$d_c = 1.12$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 313.24 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 51.91 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 136.19 \geq q = 51.91 \quad (\text{kN/m}^2)$$

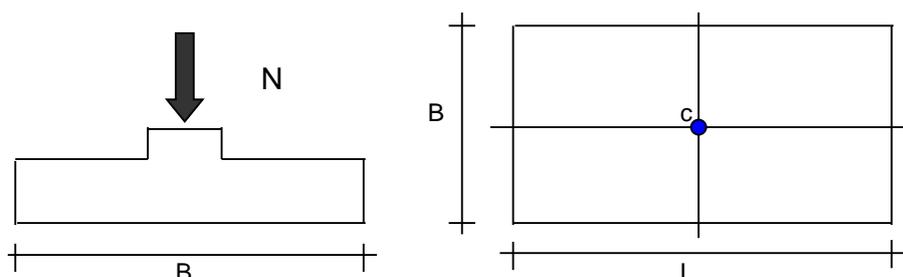
GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

10.7.2 Valutazione dei cedimenti

Si esibisce di seguito il calcolo dei cedimenti in fondazione dell'opera in esame.

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



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

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

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

GENERAL CONTRACTOR  IRICAV2	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE			
	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica EI2CLSL13A0001	B

DATI DI INPUT:

B = 6.70 (m) (Larghezza della Fondazione)

L = 11.00 (m) (Lunghezza della Fondazione)

N = 6545 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 88.81 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))

ns = 6 (-) (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	UG1 - RIPORTO	0.70	0.0	0.7	1.0	5000	0.30	0.00
2	UG2 - LIMO ARGILLOSO	7.50	0.7	8.2	1.0	10000	0.30	3.59
3	UG6 - GHIAIA CON SABBIA	2.00	8.2	10.2	1.0	80000	0.30	0.06
4	UG2 - LIMO ARGILLOSO	2.70	10.2	12.9	1.0	10000	0.30	0.34
5	UG6 - GHIAIA CON SABBIA	9.50	12.9	22.4	1.0	80000	0.30	0.11
6	UG2 - LIMO ARGILLOSO	5.80	22.4	28.2	1.0	25000	0.30	0.0983

$$\delta_{\text{ctot}} = 4.19 \text{ (cm)}$$

Il cedimento totale risulta essere pari a **4.19 cm**.