

**ITINERARIO INTERNAZIONALE E78
S.G.C. GROSSETO - FANO
ADEGUAMENTO A 4 CORSIE
NEL TRATTO GROSSETO - SIENA (S.S. 223 "DI PAGANICO")
DAL KM 41+600 AL KM 53+400 - LOTTO 9**

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **FI15**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. Federico Durastanti
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° A844

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

Il R.U.P.

Dott. Ing.
Raffaele Franco Carso

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO

DATA

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:



Dott.Ing. N.Granieri
Dott.Arch. N.Kamenicky
Dott.Ing. V.Truffini
Dott.Arch. A.Bracchini
Dott.Ing. F.Durastanti
Dott.Ing. E.Bartolucci
Dott.Geol. G.Cerquiglini
Geom. S.Scopetta
Dott.Ing. L.Sbrenna
Dott.Ing. E.Sellari
Dott.Ing. L.Dinelli
Dott.Ing. L.Nani
Dott.Ing. F.Pambianco
Dott. Agr. F.Berti Nulli

Dott. Ing. D.Carlaccini
Dott. Ing. S.Sacconi
Dott. Ing. A.Rea
Dott. Ing. V.De Gori
Dott. Ing. C.Consorti
Geom. F.Dominici

Dott. Ing. V.Rotisciani
Dott. Ing. F.Macchioni
Geom. C.Vischini
Dott. Ing. V.Piunno
Dott. Ing. G.Pulli
Geom. C.Sugaroni



SOTTOVIA

**Sottovia al km 48+521,49 Sulla Viabilità Comunale "2" Km 1+579,41
Relazione di calcolo**

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00-ST03-STR-RE01		
L O F I 1 5	E	1 9 0 1	CODICE ELAB. T 0 0 S T 0 3 S T R R E 0 1	A	-
A	Emissione		28/02/2020	E.Sellari	E.Bartolucci
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO
					APPROVATO

INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
3. UNITA' DI MISURA.....	7
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
4.1 CALCESTRUZZO	8
4.1.1 Getto in opera sottovia scatolare ed elevazione opere di sostegno	8
4.2 ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE.....	8
4.3 COPRIFERRI MINIMI	9
4.4 DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI	9
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	10
6. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA.....	11
7. ANALISI DEI CARICHI.....	12
7.1 CONDIZIONI DI CARICO	12
7.1.1 Peso proprio strutturale (g_1)	12
7.1.2 Carichi permanenti portati (g_2)	12
7.1.1 Spinta della terra in condizioni statiche (g_3)	13
7.1.2 Azioni della falda (g_{3_w})	14
7.1.3 Variazioni termiche (q_7)	15
7.1.1 Ritiro (ϵ_2).....	15
7.1.1 Azioni d'urto da traffico veicolare (q_8)	16
7.1.2 Carichi accidentali mobili (q_1).....	16

7.1.3 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q_3).....	22
7.1.4 Azione centrifuga (q_4).....	23
7.1.1 Spinta del sovraccarico sul rilevato ($q_{1_SOVRCSPINTA}$)	23
7.1.2 Azione del vento (q_5).....	23
7.1.3 Azioni sismiche (q_6)	26
7.2 COMBINAZIONI DI CARICO.....	38
8. MODELLAZIONE NUMERICA.....	44
8.1 CONDIZIONI DI CARICO	44
8.2 MODELLO DI CARICO	44
8.2.1 Interazione terreno-struttura	45
9. CRITERI DI VERIFICA.....	46
9.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	46
9.1.1 Verifica a fessurazione.....	46
9.1.2 Verifica delle tensioni in esercizio.....	47
9.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	47
9.2.1 Sollecitazioni flettenti.....	47
9.2.2 Sollecitazioni taglianti	47
10. ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI.....	50
11. VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO.....	55
11.1 SOLETTA SUPERIORE – SEZIONE DI MEZZERIA.....	57
11.2 SOLETTA SUPERIORE – SEZIONE DI INCASTRO	64
11.3 SOLETTA INFERIORE – SEZIONE DI MEZZERIA.....	72

11.4	SOLETTA INFERIORE – SEZIONE DI INCASTRO	79
11.5	PIEDRITTI – SEZIONE DI INCASTRO INFERIORE.....	87
11.6	PIEDRITTI – SEZIONE DI INCASTRO SUPERIORE	95
11.7	PIEDRITTI – SEZIONE DI MEZZERIA.....	103
12.	VERIFICHE GEOTENICHE.....	111
12.1	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE.....	111
12.2	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI	119
13.	MURI DI IMBOCCO	122
13.1	CRITERI DI CALCOLO	122
13.2	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	122
13.2.1	Verifica a ribaltamento	123
13.2.2	Verifica a scorrimento	124
13.2.3	Verifica al carico limite.....	125
13.2.4	Verifica alla stabilità globale.....	125
13.3	CALCOLO DEL MURO.....	126

1. PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell’ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi alla progettazione esecutiva dell’ampliamento da 2 a 4 corsie dell’Itinerario internazionale E78 S.G.C. Grosseto – Fano, Lotto 9.

Oggetto della presente relazione sono le analisi e le verifiche statiche del sottovia scatolare denominato “ST03”.

Il sottopasso è costituito da una struttura scatolare realizzata in conglomerato cementizio gettato in opera, di dimensioni interne 8.00 x 6.80m, con soletta di copertura di spessore 0.90m, piedritti di spessore 0.90m e soletta di fondazione di spessore 1.10m.

Nelle figure seguenti si riportano alcune viste dell’opera in esame. Si rimanda agli elaborati grafici per ulteriori dettagli.

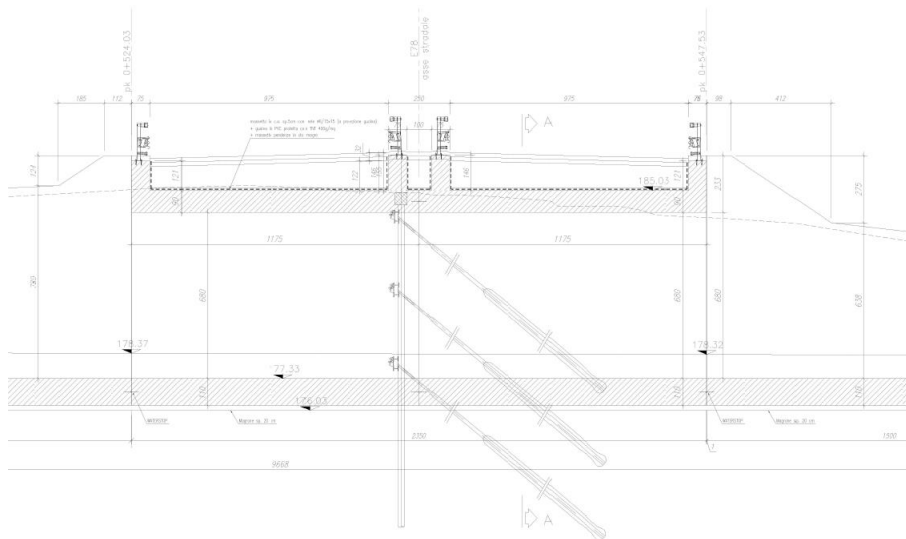


Figura 1: Sezione longitudinale

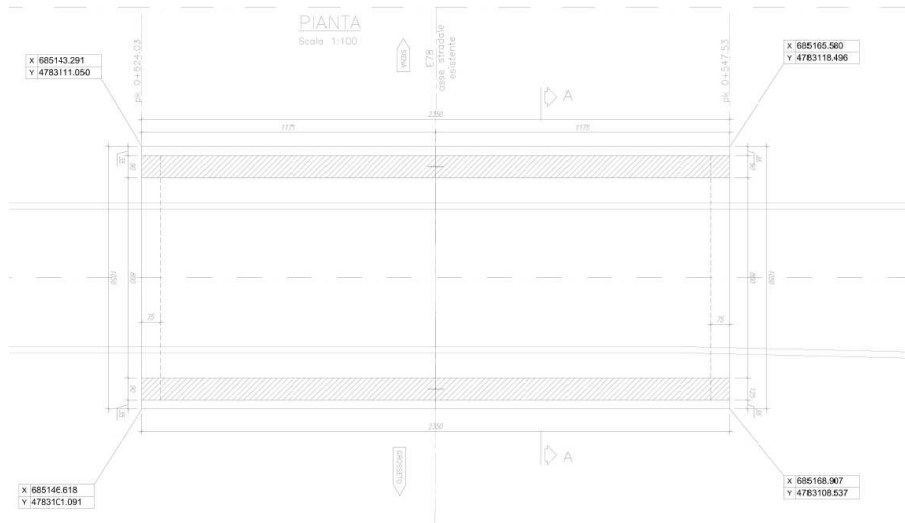


Figura 2: Pianta

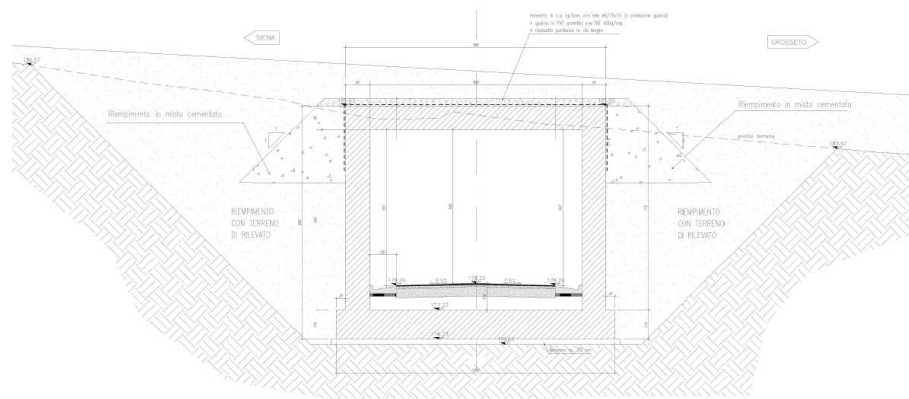


Figura 3: Sezione trasversale

Le strutture sono progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente, Norme Tecniche delle Costruzioni 2018 e Circolare Applicativa.

2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Il progetto è stato redatto sulla base delle seguenti normative e standard progettuali:

- L. 1086 05.11.1971 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- Legge n. 64 del 2 febbraio 1974 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- Decreto Ministeriale del 17/01/2018 - “Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 “ Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- UNI EN 206-1:2016, “Calcestruzzo – Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI 11104-2016, “Calcestruzzo – Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”;
- UNI EN 1992-1-1 – 2005: “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1993-1-1 – 2005: “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio”;
- UNI-EN 1997-1 - 2005: “Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali”;
- UNI-EN 1998-1 - 2005: “Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI-EN 1998-5 - 2005: “Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- UNI EN 1537: “Esecuzione di lavori geotecnici speciali - Tiranti di ancoraggio”.

3. UNITA' DI MISURA

Le unità di misura usate nella presente relazione sono:

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

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 CALCESTRUZZO

4.1.1 Getto in opera sottovia scatolare ed elevazione opere di sostegno

Per la realizzazione dello scatolare, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 28/35 ($R_{ck} \geq 35.00 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)
 $f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a compressione
 $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico
 $E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 32588 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione
 $f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 16.46 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione media
 $f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.83 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione
 $f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.98 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione di calcolo
 $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.32 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Rara)
 $\sigma_c = 0.60 \times f_{ck} = 17.43 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)
 $\sigma_c = 0.45 \times f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$

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	$E_a = 210000 \text{ MPa}$

4.3 Copriferrini minimi

Si riportano di seguito i copriferrini minimi per le strutture in calcestruzzo armato:

Strutture di elevazione	4.0 cm
Strutture di fondazione	4.0 cm

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 - Elevazione	Classe di esposizione	XC2
-------------------------	-----------------------	-----

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si riportano i parametri di resistenza e deformabilità assunti nel calcolo in accordo con i risultati dei sondaggi riportati nella relazione geotecnica.

Unità geotecniche		Unità geologiche		γ	c'	φ'	z	c_u	E'	OCR
				[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[m da p.c.]	[kPa]	[MPa]	[-]
A	Sabbia e ghiaia	at, at2, at3	alluvioni fluviali terrazzate recenti e antiche	19.5	10÷20	25÷27	0÷2	-	5÷20	-
							>2		25÷50	
B	Argilliti	Pb	Argille a Palombini	20	10÷25	28÷30	0÷20	150÷250	50÷120	3÷5
							>20	100÷200	100÷220	1.5÷3
C	Calcare/Ghiaia	CV	Calcare Cavernoso	21	10÷15	34÷35	0÷10	-	40÷80	-
							>10		60÷120	
D	Breccia/Ghiaia	CM	Brecce di Grotti	19	0	35÷37	0÷20	-	50÷100	-
							>20		100÷200	
E	Argille/Limi	dl, Pa, Ps	Depositi lacustri, argille e sabbie plioceniche	19.5	10÷30	23÷25	0÷20	100÷200	40÷80	3÷5
							>20		80÷120	1.5÷3

Tabella 1: Caratterizzazione geotecnica

Nel caso in esame la falda non è presente e non interferisce con l'opera di studio..

Per il rilevato stradale sono state considerate le seguenti caratteristiche:

$$\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 35^\circ$$

$$c' = 0.00 \text{ kPa}$$

peso di volume naturale

angolo di resistenza al taglio

coesione drenata

6. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Nel seguito sarà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza 1.00m. Si riportano di seguito le dimensioni geometriche della sezione.

Spessore pacchetto stradale	$H_{ps} =$	0.32m
Spessore rinterro	$H_{rint} =$	1.22m
Spessore ricoprimento	$H_{ricop} =$	1.54m
Larghezza totale dello scatolare	$L_{tot} =$	9.80m
Larghezza utile dello scatolare	$L_{int} =$	8.00m
Larghezza mensola di fondazione sinistra	$L_{msx} =$	0.35m
Larghezza mensola di fondazione destra	$L_{mdx} =$	0.35m
Spessore della soletta di copertura	$S_s =$	0.90m
Spessore piedritti	$S_p =$	0.90m
Spessore ritto centrale	$S_{pc} =$	0.00m
Spessore della soletta di fondazione	$S_f =$	1.10m
Altezza libera dello scatolare	$H_{int} =$	6.80m
Altezza totale dello scatolare	$H_{tot} =$	8.80m
Quota falda da intradosso fondazione	$H_w =$	0.00m
Larghezza striscia di calcolo	$b =$	1.00m

7. 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 i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

calcestruzzo armato:	$\gamma_{c.a.}$	= 25 kN/m ³ ;
sovrastuttura stradale:	γ_{ril}	= 18 kN/m ³ .

7.1 Condizioni di carico

7.1.1 Peso proprio strutturale (g_1)

Il peso proprio delle solette e dei piedritti risulta:

Peso soletta superiore	$P_{ss} = 25.00 \times 0.90 =$	22.50	kN/m
Peso soletta inferiore	$P_{si} = 25.00 \times 1.10 =$	27.50	kN/m
Peso piedritti	$P_p = 25.00 \times 0.90 =$	22.50	kN/m
Peso setti centrali	$P_{sc} = 25.00 \times 0.00 =$	0.00	kN/m

7.1.2 Carichi permanenti portati (g_2)

7.1.2.1 Soletta superiore

Per la soletta superiore i carichi permanenti sono:

Pacchetto stradale	0.32 m	x	18.00 kN/mc =	6.40	
	kN/mq				
Rinterro	1.22 m	x	20.00 kN/mc =	24.40	kN/mq

Peso totale permanenti portati sulla soletta superiore:

$$P_{ps} = 30.80 \quad \text{kN/m}$$

Inoltre si considera, come carico concentrato nei nodi di connessione tra la soletta superiore e i piedritti, il carico permanente dovuto al peso della zona sovrastante la metà dello spessore del piedritto (la modellazione dello scatolare è stata fatta in asse piedritto):

$$\text{Peso ricoprimento per metà spessore piedritto} \quad P_{ps,p} = 13.86 \quad \text{kN}$$

7.1.2.2 Soletta inferiore

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

Spessore medio sovrastruttura stradale	1.00	m
Peso specifico sovrastruttura stradale	20	kN/m ³
Peso sovrastruttura stradale	20.00	kN/m

7.1.1 Spinta della terra in condizioni statiche (g₃)

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

$$K_0 = 0.426$$

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 estradosso soletta superiore	$P_1 =$	13.13	kN/m
Pressione in asse soletta superiore	$P_2 =$	16.78	kN/m
Pressione in asse soletta inferiore	$P_3 =$	79.98	kN/m
Pressione intradosso soletta inferiore	$P_4 =$	84.43	kN/m

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

$$\text{Spinta semispessore soletta di copertura} \quad P_{\text{H.t.cop}} = 6.73 \text{ kN}$$

$$\text{Spinta semispessore soletta di fondazione} \quad P_{\text{H.t.fond}} = 45.21 \text{ kN}$$

Nella figura seguente si riportano i diagrammi di spinta del terreno agenti sui piedritti.

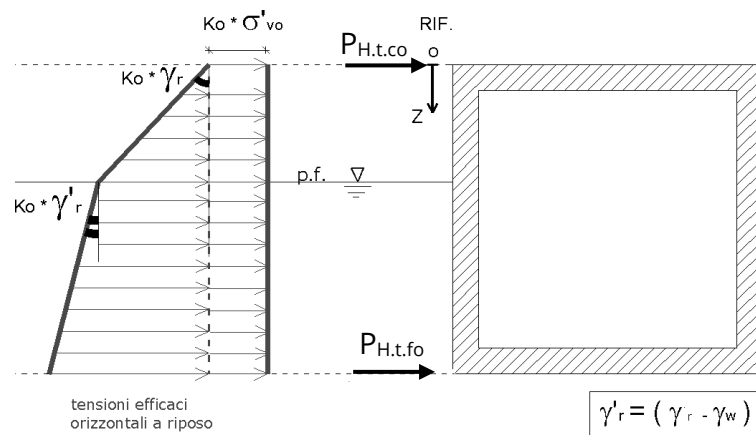


Figura 4 SPTSX

7.1.2 Azioni della falda ($g_{3,w}$)

Nel caso in esame la falda non è presente e non interferisce con l'opera di studio..I valori delle spinte agenti sui piedritti, sono stati calcolati come:

$$P = z \times \gamma_w$$

per cui risulta:

Pressione in asse soletta inferiore $P_{w1} = 0.00 \text{ kN/m}$

Pressione intradosso soletta inferiore $P_{w2} = 0.00 \text{ kN/m}$

Inoltre sono stati considerati, come carichi concentrati nei nodi della fondazione e dei piedritti, i seguenti contributi:

Spinta semispessore soletta di fondazione $P_{wf} = 0.00 \text{ kN}$

Sottopinta semispessore piedritti $P_{wp} = 0.00 \text{ KN}$

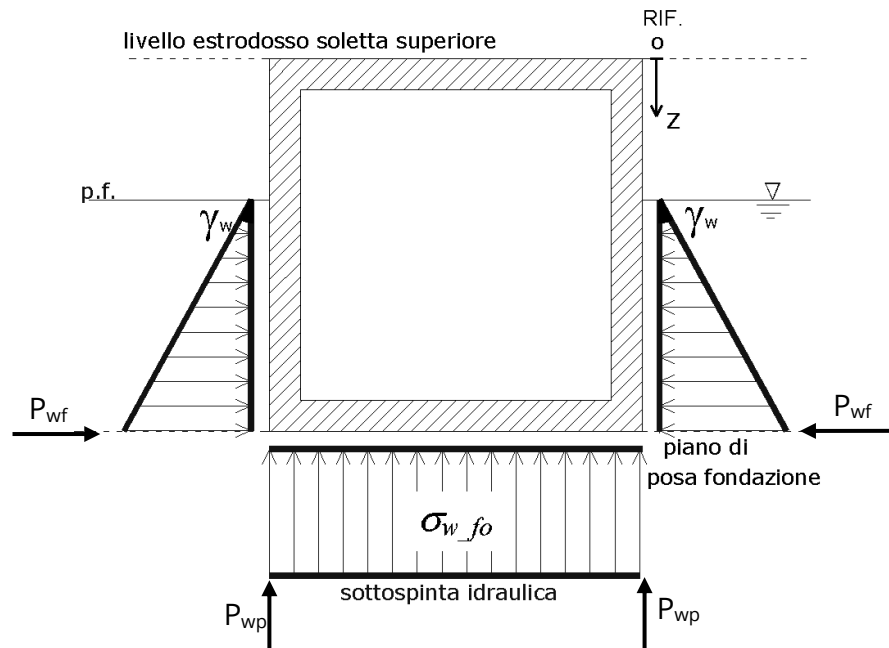


Figura 5 SPTW

7.1.3 Variazioni termiche (q_7)

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata sulla soletta superiore una variazione termica uniforme di $\pm 15^\circ \text{C}$ ed una variazione termica nello spessore, tra estradosso ed intradosso, pari a $\Delta T_v = \pm 5^\circ \text{C}$. Il valore applicato della variazione termica uniforme viene ridotto di $1/3$ per considerare gli effetti viscosi del calcestruzzo, ed è quindi pari a $\pm 5^\circ \text{C}$. Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}.$$

7.1.1 Ritiro (ϵ_2)

Il ritiro viene applicato mediante una variazione termica uniforme della copertura, in grado di produrre la stessa deformazione nel calcestruzzo.

I fenomeni di ritiro sono stati considerati agenti sulla sola soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente pari a:

$$\Delta T_{\text{ritiro}} = -11.04 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

Di seguito i risultati delle analisi.

L'analisi delle sollecitazioni viene svolta per una striscia di larghezza unitaria, assumendo la dimensione convenzionale h_0 pari a $2 \times A_c/u$ ed un calcestruzzo 28/35.

Caratteristiche della sezione:

$$B = 1.00 \text{ m}$$

$$H = 0.90 \text{ m}$$

Caratteristiche del cls a tempo zero:

$$f_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$$

classe del cls

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05 \text{ N/mm}^2$$

resistenza a compressione media

Deformazione da ritiro:

$$U.R. = 75.00 \quad \%$$

umidità relativa

$$\varepsilon_{ca}(t=\infty) = -4.76E-05$$

ritiro autogeno

$$\varepsilon_{cd}(t=\infty) = -3.05E-04$$

ritiro per essiccaamento

$$\varepsilon_r = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd} = -3.53E-04$$

Il ritiro viene considerato nel calcolo delle sollecitazioni come un'azione termica applicata alla soletta superiore di intensità pari a:

$$\alpha \times \Delta T \times E_c = \varepsilon_r \times E_c / (1 + \varphi)$$

$$\Delta T = \varepsilon_r / [\alpha \times (1 + \varphi)] = -3.53E-04 / [1.00E-05 \times (1 + 2.195)] = -11.04^\circ\text{C}$$

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

7.1.1 Azioni d'urto da traffico veicolare (q_8)

In accordo con quanto riportato nel paragrafo 3.6.3.3.2 delle NTC18, si è tenuto conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione pari a 100 kN agente ad un 1,0 m sopra il livello del piano di marcia.

7.1.2 Carichi accidentali mobili (q_1)

In accordo con la normativa sui ponti stradali (paragrafo 5.1.3.3.5 delle NTC18), si considera sulla sede stradale l'azione da traffico dello schema di carico riportato di seguito:

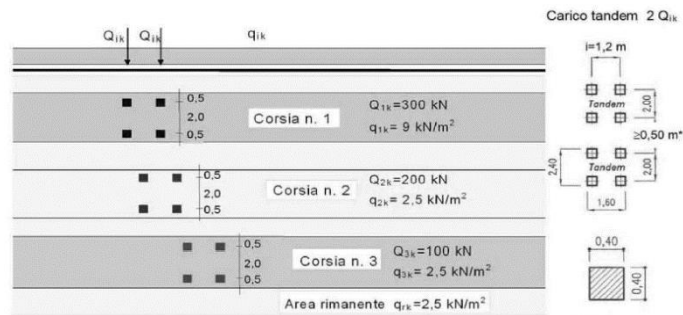


Figura 6: Schemi di carico - carichi Q_{ik} e q_{ik}

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Tabella 2: Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Per la definizione delle corsie convenzionali si è fatto riferimento al paragrafo 5.1.3.3.2 delle NTC18.

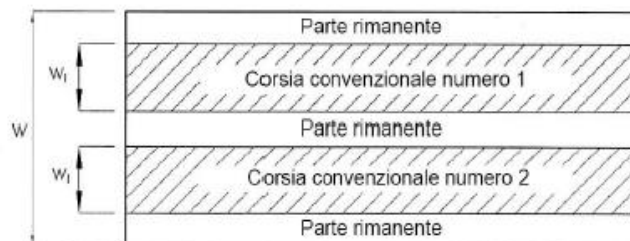


Figura 7 Numerazione delle corsie convenzionali

Tabella 3 Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile “ w ”	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_c = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_c = 2$	$w/2$	0
$6,0$ m $\leq w$	$n_c = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_c)$

Nel presente caso risulta:

Larghezza della superficie carrabile $w = 9.75$ m

Numero di corsie convenzionali	n_l	=	3	-
Larghezza di una corsia convenzionale	L_{corsia}	=	3.00	m
Larghezza della zona rimanente	L_{rim}	=	0.75	m

La disposizione dei carichi accidentali è stata definita in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di sollecitazione.

7.1.2.1 Diffusione dei carichi accidentali

I sovraccarichi accidentali sono stati diffusi fino al piano medio della soletta superiore considerando:

- Diffusione 1 : 1
 1. all'interno della soletta in c.a.;
 2. nello strato relativo al pacchetto stradale.
- Diffusione 3 : 2
 3. nel terreno di ricoprimento.

La ripartizione dei carichi si effettua considerando per il carico isolato un'impronta quadrata di lato 0.4 m.

Si considera una larghezza di ripartizione trasversale massima pari alla larghezza della corsia di carico.

Si ottiene:

$$b_L = L_{1a} + l_L + d_{ps} + d_r + d_s = 4.77\text{m} \text{ Lunghezza di diffusione longitudinale}$$

$$b_t = L_{1a} + l_T + d_{ps} + d_r + d_s = 5.57\text{m} \geq 3.00\text{m} \rightarrow b_T = 3.00\text{m} \text{ Lunghezza di diffusione trasversale}$$

dove:

Lato impronta quadrata del carico isolato	L_{1a}	0.4	[m]
Interasse trasversale carichi isolati Q1	l_T	2	[m]
Interasse longitudinale carichi isolati Q1	l_L	1.2	[m]
Diffusione nel pacchetto stradale	$d_{ps} = 2 \cdot H_{ps} \cdot (1:1)$	0.64	[m]
Diffusione nel rinterro	$d_r = 2 \cdot H_r \cdot (2:3)$	1.63	[m]
Diffusione nella soletta	$d_s = 2 \cdot H_s / 2 (1:1)$	0.90	[m]

7.1.2.2 Carichi da traffico

Corsia convenzionale n°1

$$Q_{soletta} = \frac{2Q_{1k}}{b_L b_t} = 41.96 \text{ kN/m}$$

Corsia convenzionale n°2

$$Q_{soletta} = \frac{2Q_{1k}}{b_L b_t} = 27.97 \text{ kN/m}$$

Corsia convenzionale n°3

$$Q_{soletta} = \frac{2Q_{1k}}{b_L b_t} = 13.99 \text{ kN/m}$$

Parte rimanente

$$q_{soletta} = \frac{q_k w}{b_t} = 2.50 \text{ kN/m}$$

Avendo definito b_L e b_t si può valutare l'intensità del carico q_{eq} equivalente all'effetto indotto dai carichi tandem sulla soletta superiore. Considerando il carico tandem dovuto alla prima colonna di carico:

$$q_{eq} = \frac{2Q_{1k}}{b_L b_t} = 41.96 \text{ kN/m}$$

a cui si sovrappone il carico $q = 9 \text{ kN/m}$ uniforme su tutta la soletta (corrispondente al carico q_{1k}).

La posizione del carico q_{eq} equivalente al tandem viene variata su tutta la soletta per massimizzare: 1) il momento in mezzzeria della soletta; 2) il taglio nella soletta a filo piedritto.

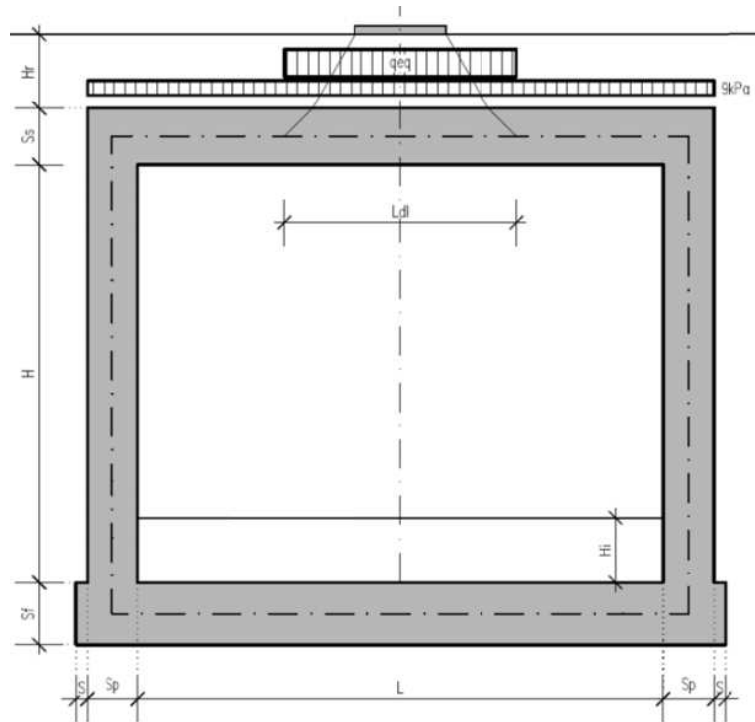


Figura 8: Condizioni di carico che massimizza il momento in mezzia della soletta

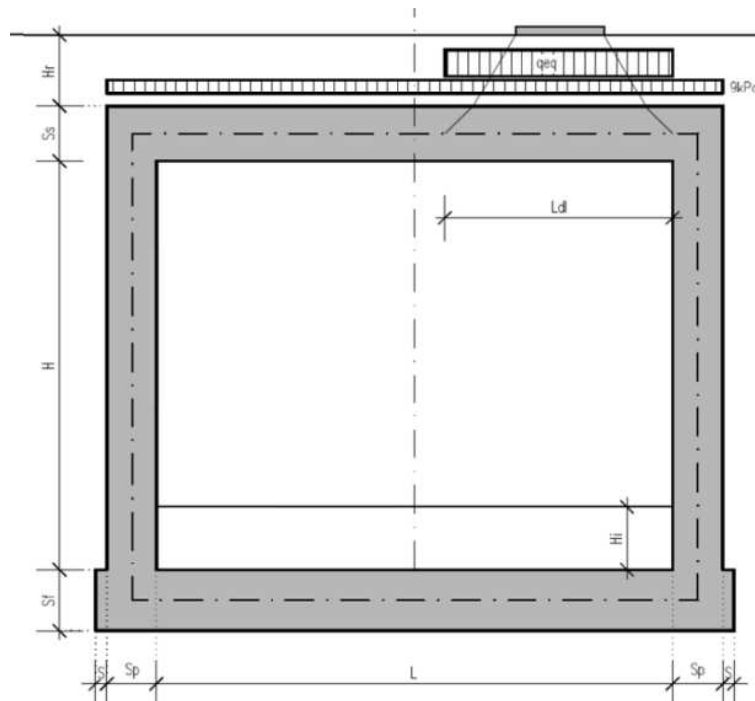


Figura 9: Condizioni di carico che massimizza il taglio della soletta a filo pedritto

Si osserva che se $b_L > L + 2 \cdot S_p$ (larghezza netta interna + spessore dei piedritti) allora il carico equivalente è applicato per tutta la larghezza della soletta superiore.

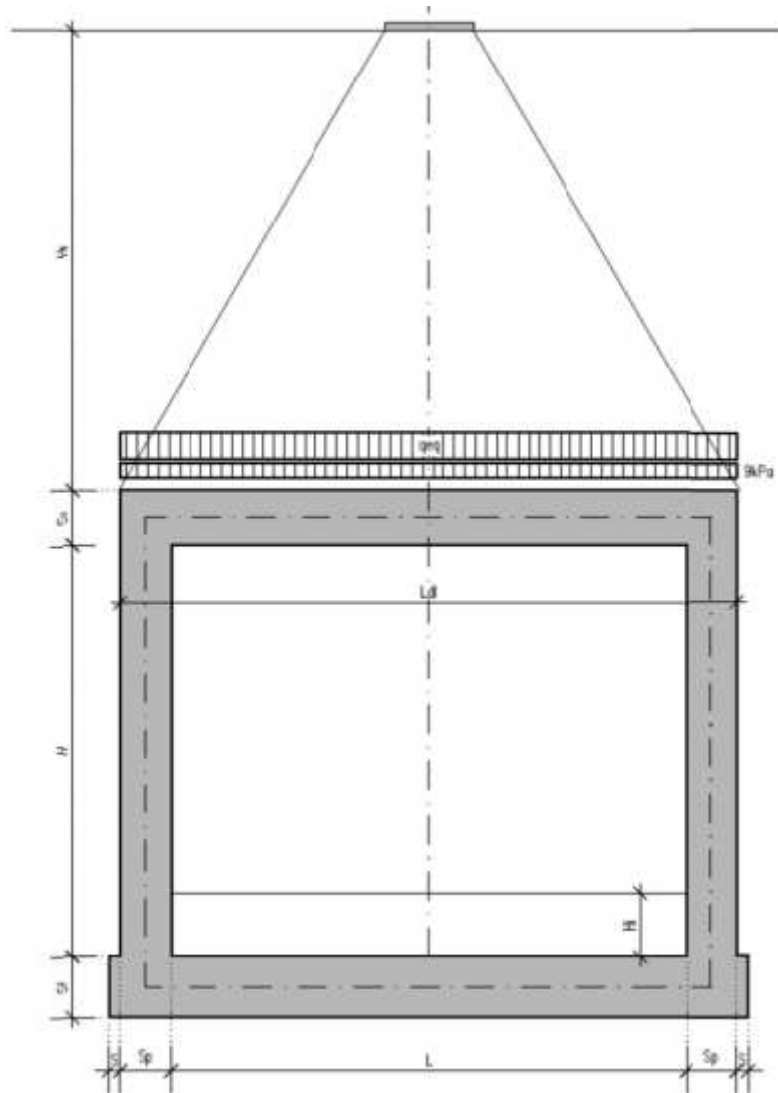


Figura 10: Caso in cui $b_L > L + 2 \cdot S_p$

Nel caso in esame si è tenuto conto che le carreggiate presenti sono 2, come rappresentato nella figura sotto.

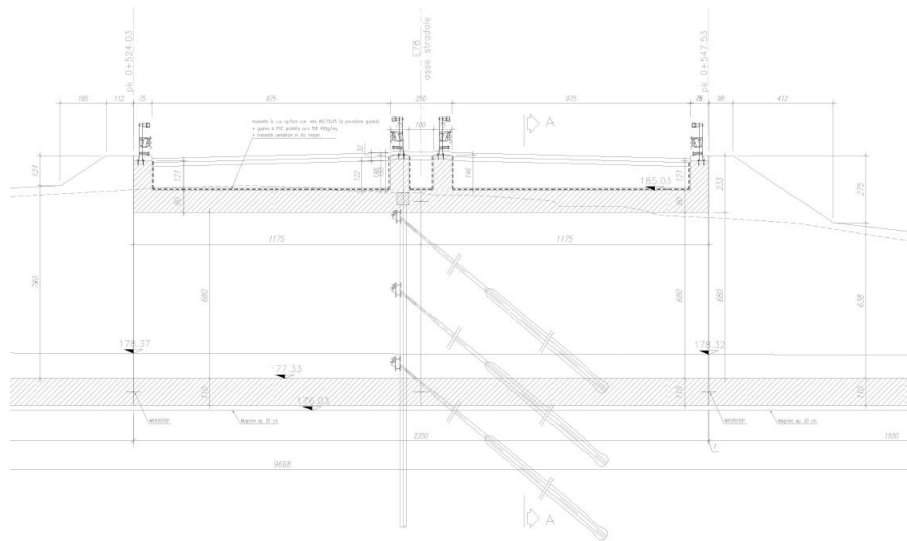


Figura 11: Carreggiate stradali

7.1.3 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q_3)

L'azione longitudinale di frenamento o di accelerazione si assume in funzione del carico verticale totale agente sulla 1° corsia convenzionale pari a:

$$180 \text{ kN} \leq q_{\text{fren}} = 0.6(2Q_{1k}) + 0.1 q_{1k} w_1 L \leq 900 \text{ kN} \quad (L_c = 8.90 \text{ m})$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata.

$$F_{\text{fren}} = 384.03 \text{ kN}$$

Successivamente si ripartisce la forza F_{fren} al livello del piano medio della soletta superiore ipotizzando che la diffusione interessi trasversalmente una lunghezza pari alla luce di calcolo del solettone superiore ($L_c = 8.90 \text{ m}$), ed una larghezza pari a b_T :

$$F_{\text{fren_sol}} = F_{\text{fren}} / (b_T \cdot L_c) = 14.38 \text{ KN/m}$$

Inoltre è stata aggiunta, come carico concentrato nei nodi della soletta di copertura, la seguente forza:

$$\text{Spinta semispessore soletta di copertura} \quad Q_{\text{fnodo}} = 6.47 \text{ kN}$$

La spinta è applicata da sinistra verso destra per massimizzare gli effetti di sbilanciamento della struttura.

7.1.4 Azione centrifuga (q_4)

L'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico risulta funzione dei raggi di curvatura come mostrato nel prospetto seguente:

Raggio di curvatura R (m)	Q_4 (kN)
$R > 200$	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \leq R < 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$R \geq 1500$	0
$Q_v = \sum Q_{ik} =$ carico totale degli assi tandem dello schema di carico 1.	

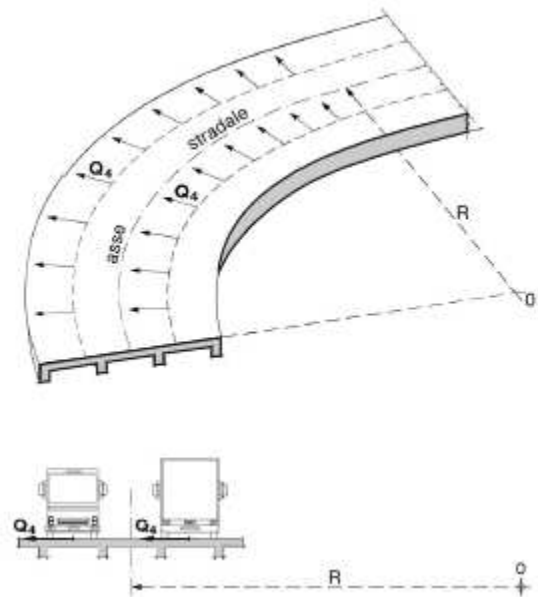


Figura 12: Valori caratteristici delle forze centrifughe - Tabella 5.1.III del D.M. 17 gennaio 2018

Per la strada in esame il raggio di curvatura tende all'infinito, quindi la forza centrifuga risulta trascurabile.

7.1.1 Spinta del sovraccarico sul rilevato ($q_{1_SOVRCPINTA}$)

Il sovraccarico accidentale agente sul terreno ai lati della struttura è posto pari rispettivamente a 20 kN/m^2 .

$$P_{H,Q,ritti} = q_{traffico} K_0 = 0,426 \cdot 20 = 8,53 \text{ kN/m}$$

Sono stati aggiunti, come carichi concentrati nei nodi della copertura e della fondazione per la spinta sul piedritto sinistro e per la spinta sul piedritto destro, le seguenti forze:

Spinta semispessore soletta di copertura $P_{H,Q,cop} = 3,84 \text{ kN}$

Spinta semispessore soletta di fondazione $P_{H,Q,fond} = 4,69 \text{ kN}$

7.1.2 Azione del vento (q_5)

Il vento agente trasversalmente all'opera, oltre ad interessare la stessa, agisce sulla sagoma longitudinale dei carichi transienti, come riportano le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 al paragrafo 3.3.

Si sintetizzano di seguito i dati utili per il calcolo dell'azione del vento, in accordo con quanto prescritto nel DM 17.1.2018:

- Zona 3
- Suolo riconducibile a una Classe di Rugosità B
- Tempo di ritorno: 50 anni
- Categoria di Esposizione III

Si ottiene:

Velocità base di riferimento

$$v_b = 27 \text{ m/s}$$

Velocità di riferimento

$$v_r = 29.06 \text{ m/s}$$

Pressione cinetica di riferimento

$$q_r = 0.50 \rho v_r^2 = 0.50 \cdot 1.25 \cdot 29.06^2 = 456.29 \text{ N/m}^2$$

dove:

$$\rho = 1.25 \text{ Kg/m}^3 \text{ densità dell'aria}$$

Coefficiente dinamico

$$c_d = 1$$

Coefficiente topografico

$$c_t = 1$$

Coefficiente di esposizione

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$
$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
0.20	0.10	5.00

$$c_e(z=10\text{m}) = 2.14$$

Secondo le indicazioni della Circolare del 21/01/2019 “Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 17/01/2018” (par. C3.3.8.6.1), e considerando travi ad anima piena per cui il rapporto tra la superficie delimitata dal contorno

della trave e la superficie della parte piena della trave, $\varphi = 1$, si determina il coefficiente aerodinamico per l’impalcato: $c_p = 2,4 - \varphi = 1,40$

Pressione del vento

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \cdot c_t = 456.29 \times 2.14 \times 1 \times 1.4 \times 1 = 1.365 \text{ kN/m}^2$$

L’azione del vento viene assimilata a un carico orizzontale statico con direzione perpendicolare all’asse del ponte. Tale azione agisce sulla proiezione nel piano verticale delle superfici degli elementi strutturali del ponte direttamente investite e su una parete rettangolare continua verticale alta 3,00 m, che convenzionalmente rappresenta i carichi che transitano sul ponte, come mostrato nella Figura riportata di seguito.

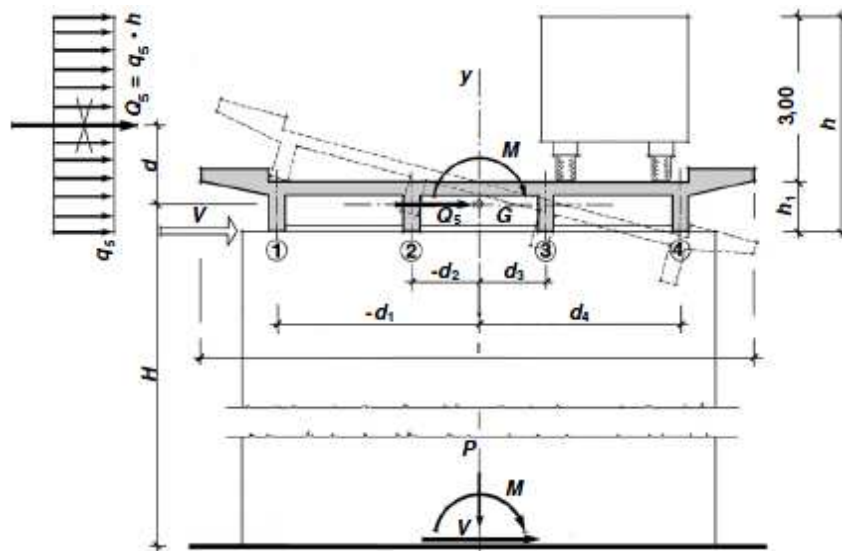


Figura 13: Direzione dell’azione del vento sul ponte

Vento trasmesso dall’impalcato a ponte carico

Il carico trasversale, per unità di lunghezza, è pari a:

$$q_{\text{vento1}} = (H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}}) \cdot p$$

$$q_{\text{vento2}} = (H_{\text{carico}}) \cdot p$$

dove:

q_{vento1} è il carico trasversale dovuto al vento sull’impalcato;

q_{vento2} è il carico trasversale dovuto al vento sulla superficie trasversale dei carichi transitanti, che da normativa si assimila ad una parete rettangolare continua dell’altezza di 3m a partire dal piano stradale.

Le risultanti trasversali totali indotte dal vento sull’impalcato, sono pari a:

$$T_{\text{trasv1}} = q_{\text{vento1}} \cdot L$$

$$T_{\text{trasv2}} = q_{\text{vento2}} \cdot L$$

$$T_{\text{trasv_ponte carico}} = (T_{\text{trasv1}} + T_{\text{trasv2}})$$

Il baricentro dell'azione del vento rispetto a quota estradosso sottostrutture risulta pari a:

$$e_{v1} = d + [(H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}}) / 2]$$

$$e_{v2} = d + (H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}}) + (3m / 2)$$

dove:

d = distanza tra intradosso trave e estradosso sottostrutture (in metri).

L'impalcato trasmette quindi alla sottostruttura un momento pari a:

$$M_{\text{vento_ponte carico}} = T_{\text{trasv1}} \cdot e_{v1} + T_{\text{trasv2}} \cdot e_{v2}$$

Vento trasmesso dall'impalcato a ponte scarico

Il carico trasversale, per unità di lunghezza, è pari a:

$$q_{\text{vento1}} = (H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}} + H_{\text{barriera}}) \cdot p$$

dove:

q_{vento1} è il carico trasversale dovuto al vento sull'impalcato e sulla barriera di protezione.

La risultante trasversale totale indotta dal vento sull'impalcato, risulta pari a:

$$T_{\text{trasv1}} = q_{\text{vento1}} \cdot L$$

$$T_{\text{trasv_ponte scarico}} = T_{\text{trasv1}}$$

Il baricentro dell'azione del vento rispetto a quota estradosso sottostruttura risulta pari a:

$$e_{v1} = d + [(H_{\text{trave}} + H_{\text{soletta}} + H_{\text{barriera}}) / 2]$$

L'impalcato trasmette quindi alla sottostruttura un momento pari a:

$$M_{\text{vento_ponte scarico}} = T_{\text{trasv1}} \cdot e_{v1}$$

7.1.3 Azioni sismiche (q_6)

Nel presente paragrafo si riportano la descrizione e la valutazione dell'azione sismica secondo le specifiche del DM 17.1.2018.

L'azione sismica è descritta mediante spettri di risposta elastici e di progetto. In particolare nel DM 17.1.2018, vengono presentati gli spettri di risposta in termini di accelerazioni orizzontali e verticali.

L'espressione analitica dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione orizzontale è la seguente:

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

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

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

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

In cui:

$$S = S_s \cdot S_T;$$

S_s : coefficiente di amplificazione stratigrafico;

S_T : coefficiente di amplificazione topografica;

η : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ($\eta=1$ per $\xi=5$):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

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

a_g : accelerazione massima al suolo;

T: periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D : periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_C = C_C \cdot T_c^*$$

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

$$T_D = 4.0 + \frac{a_g}{g} + 1.6$$

In cui:

C_C : coefficiente che tiene conto della categoria del terreno;

T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

L'espressione analitica dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione verticale è la seguente:

$$0 \leq T \leq T_B \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

nelle quali:

$S = S_S \times S_T$: con S_S pari sempre a 1 per lo spettro verticale;

η : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ($\eta=1$ per $\xi=5$):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

T : periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D : periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_C = 0.05 \quad T_B = 0.15 \quad T_D = 1.0$$

F_v : fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima mediante la relazione:

$$F_v = 1.35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

Di seguito si riporta il calcolo dei parametri per la valutazione degli spettri in accelerazione orizzontale e verticale, effettuata mediante l'utilizzo del software “Spettri NTC ver. 1.0.3” reperibile presso il sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale (V_N), è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

	TIPI DI COSTRUZIONE	VitaNominale (VN)
1	Opere provvisorie- Opere provvisionali- Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale $V_N = 100$ anni.

Classi D'uso

Il Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 prevede quattro categorie di classi d'uso riportate nel seguito:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe III o in Classe IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione di strade”, e di tipo quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti o reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente

dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per l'opera in oggetto si considera una **Classe d'uso IV**.

Periodo di Riferimento dell'Azione Sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella tabella seguente:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1	1.5	2

Pertanto per l'opera in oggetto il periodo di riferimento è pari a $100 \times 2 = 200$ **anni**.

Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportati nella tabella successiva.

<u>Stati Limite</u>		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Accelerazione (a_g), fattore (F_0) e periodo (T^*c)

Ai fini del NTC 2018 le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g : accelerazione orizzontale massima sul sito;

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

T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I parametri prima elencati dipendono dalle coordinate geografiche, espresse in termini di latitudine e longitudine, del sito interessato dall'opera, dal periodo di riferimento (V_R), e quindi dalla vita nominale (V_N) e dalla classe d'uso (C_U) e dallo stato limite considerato. Si riporta nel seguito la valutazione di detti parametri per i vari stati limite.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	120	0.085	2.481	0.260
SLD	201	0.104	2.479	0.264
SLV	1898	0.210	2.560	0.287
SLC	2475	0.226	2.575	0.289

Tabella 4: Valutazione dei parametri a_g , F_0 e T_c^* per i periodi di ritorno associati a ciascuno stato limite

I parametri ai quali si è fatto riferimento nella definizione dell'azione sismica di progetto, indicati nella tabella precedente, corrispondono, cautelativamente, a quei parametri che danno luogo al sisma di massima entità, fra tutti quelli individuati lungo le progressive dell'opera in progetto.

Sono stati presi in esame, secondo quanto previsto dal DM 17.1.2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, cap. 7.1, i seguenti Stati Limite sismici:

- SLV: Stato Limite di Salvaguardia della Vita (Stato Limite Ultimo)
- SLD: Stato Limite di Danno (Stato Limite di Esercizio)
- SLC: Stato Limite di Collasso (Stato Limite Ultimo)
- SLO: Stato Limite di Operatività (Stato Limite di Esercizio)

Le azioni sismiche relative allo stato limite di operatività (SLO) e allo stato limite di danno (SLD) non sono state considerate perché poco significative in relazione alle combinazioni di natura statica. Per quanto riguarda lo stato limite di collasso (SLC), questo è stato considerato per le combinazioni sismiche di verifica dei ritegni sismici; si faccia pertanto riferimento alle considerazioni presentate nelle rispettive relazioni di calcolo di impalcato.

Si riportano al termine dell'analisi, i parametri ed i punti dello spettro di risposta elastici e di progetto per il restante stato limite (SLV).

Classificazione dei terreni

Per la definizione dell'azione sismica di progetto, la valutazione dell'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, deve essere basata su studi specifici di risposta sismica locale esistenti nell'area di intervento. In mancanza di tali studi la normativa prevede la classificazione, riportata nella tabella seguente, basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio V_{s30} , ovvero sul numero medio di colpi NSPT ottenuti in una prova penetrometrica dinamica (per terreni prevalentemente granulari), ovvero sulla coesione non drenata media c_u (per terreni prevalentemente coesivi).

Categoria di suolo di fondazione	Descrizione
Cat. A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 m.
Cat. B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{spt,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)
Cat. C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{spt,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)
Cat. D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{spt,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)
Cat. E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s)

Si considera una **categoria B** di suolo di fondazione.

Amplificazione stratigrafica

I due coefficienti prima definiti, S_s e C_c , dipendono dalla categoria del sottosuolo come mostrato nel prospetto seguente.

Per i terreni di categoria A, entrambi i coefficienti sono pari a 1, mentre per le altre categorie i due coefficienti sono pari a:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Nel caso in esame (categoria di sottosuolo B) allo SLV risulta:

$$S_s = 1.185$$

$$C_c = 1.412$$

Amplificazione topografica

Per poter tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella seguente tabella.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo con inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo con inclinazione media $i > 30^\circ$	1.4

Nel caso in esame $S_T = 1$

Spettri di progetto

Di seguito si forniscono gli spettri di risposta elastici per lo SLV, con le tabelle dei rispettivi parametri.

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

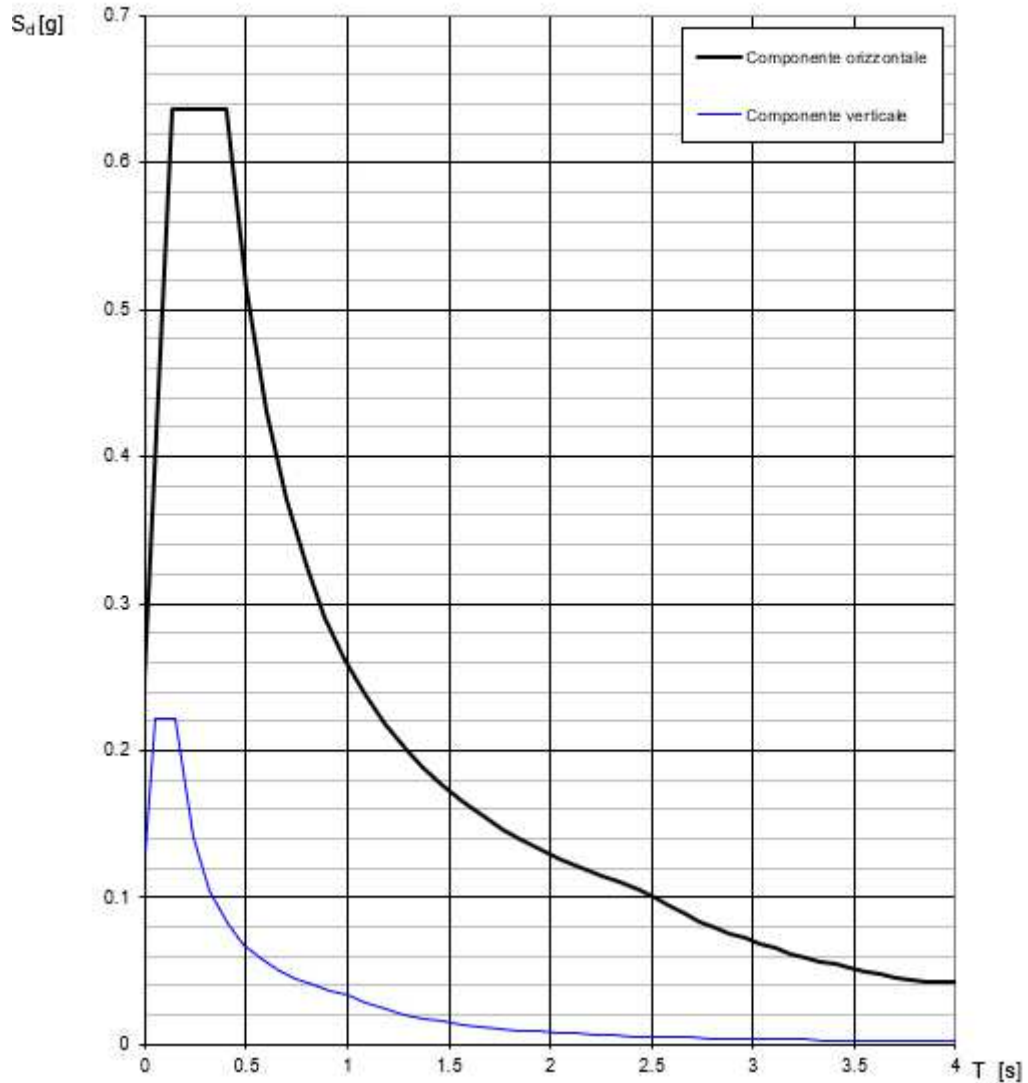


Figura 14: Spettri di risposta _SLV (Componente orizzontale e verticale)

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato lir8LV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.210 g
F_a	2.560
T_c	0.287 s
S_a	1.185
C_c	1.412
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.185
η	1.000
T_B	0.135 s
T_C	0.405 s
T_D	2.440 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10(5+\xi)} \geq 0.5 \xi \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

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

$$T_D = 4.0 \cdot a_{g, \text{max}} / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_{g, \text{max}} \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_{g, \text{max}} \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_{g, \text{max}} \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_{g, \text{max}} \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.249
T_B	0.135	0.637
T_C	0.405	0.637
	0.502	0.514
	0.599	0.431
	0.696	0.371
	0.793	0.326
	0.890	0.290
	0.987	0.262
	1.084	0.238
	1.181	0.219
	1.277	0.202
	1.374	0.188
	1.471	0.176
	1.568	0.165
	1.665	0.155
	1.762	0.147
	1.859	0.139
	1.956	0.132
	2.053	0.126
	2.149	0.120
	2.246	0.115
	2.343	0.110
T_D	2.440	0.106
	2.514	0.100
	2.589	0.094
	2.663	0.089
	2.737	0.084
	2.812	0.080
	2.886	0.076
	2.960	0.072
	3.034	0.068
	3.109	0.065
	3.183	0.062
	3.257	0.059
	3.332	0.057
	3.406	0.054
	3.480	0.052
	3.554	0.050
	3.629	0.048
	3.703	0.046
	3.777	0.044
	3.851	0.042
	3.926	0.042
	4.000	0.042

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:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h \times W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v \times W$

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

$$k_h = a_{max}/g = 0.249$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h = 0.124444$$

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

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

Dove nel caso specifico si assumerà, per i carichi dovuti al transito dei mezzi, $\psi_{2j} = 0.2$.

Pertanto avremo che:

Massa associata al peso proprio copertura	$G_1 =$	22.50	kN/m
Massa associata al carico permanente	$G_2 =$	30.80	kN/m
Massa traffico	$Q_k =$	20.00	kN/m
Massa associata al peso proprio piedritti	$G_3 =$	22.50	kN/m
Massa associata al peso dei setti centrali	$G_4 =$	0.00	kN/m

7.1.3.1 Forze sismiche orizzontali (q_{6_orizz})

Forza orizzontale sulla soletta di copertura (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura):

$$F'_h = k_h (G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}) = 14.26 \quad \text{kN/m}$$

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

$$F''_h = k_h G_p = 5.60 \quad \text{kN/m}$$

7.1.3.2 Forze sismiche verticali (q_{6_vert})

Per la forza sismica verticale avremo analogamente (carico verticale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura):

Forza verticale sulla soletta di copertura:

$$F'_v = k_v (G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}) = 7.13 \quad \text{kN/m}$$

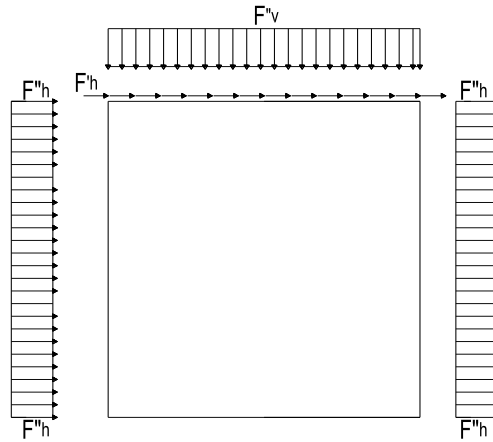


Figura 15: Forze sismiche agenti sulla struttura

7.1.3.3 Spinta delle terre in fase sismica

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:

$$\Delta S_E = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2 = 474.71 \quad \text{kN/m}$$

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

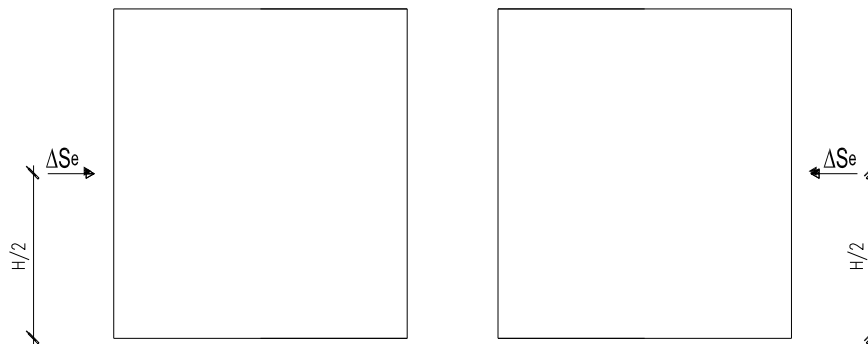


Figura 16: Spinta sismica del terreno secondo la teoria di Wood

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

$$\Delta S_E = \Delta S_E / H = 53.94 \quad \text{kN/m}^2$$

7.2 Combinazioni di carico

Le azioni considerate sono le seguenti:

- g1: peso proprio degli elementi strutturali;
- g2 : carichi permanenti portati;
- g3 : spinta delle terre;
- ε2 : ritiro e viscosità della soletta;
- q1: carichi mobili;
- q3: azione longitudinale di frenamento;
- q4: azione centrifuga;
- q5: azione trasversale del vento;
- q6: azioni sismiche;
- q7: azioni della temperatura
- q8: azioni sui parapetti e urto di veicoli in svio.

Tali azioni sono combinate secondo il punto 5.1.3.12 delle NTC 2018.

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:

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

- 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:

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

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

Per le combinazioni di carico si è fatto riferimento al paragrafo 5.1.3.14 delle NTC18.

Si riporta la Tabella 5.1.V delle NTC18 dei coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico SLU:

Tabella 5 Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Si riporta la Tabella 5.1.VI delle NTC18 in cui sono espressi i coefficienti di combinazione delle azioni:

Tabella 6 Coefficienti di combinazione per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Nella combinazione sismica le azioni indotte dal traffico dei mezzi sono combinate con un coefficiente $\psi_2 = 0.2$ (paragrafo 5.1.3.12 del DM 17/01/2018) coerentemente con l'aliquota di massa afferente ai carichi da traffico.

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

		g1+g3	g2	ε2	q1(*)	q3	q4	q5	q6_orizz	q6_vert	q7	q8
SLE	SLE (QP)	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0.5	0
	SLE (FR) 1	1	1	1	0.75 Q _{ik} 0.4 q _{ik} 0.75 q _{folla}	0	0	0	0	0	0.5	0
	SLE (FR) 2	1	1	1	0.75 Q _{ik} 0.4 q _{ik} 0.75 q _{folla}	0.75	0	0	0	0	0.5	0
	SLE (FR) 3	1	1	1	0	0	0	0.2	0	0	0.5	0
	SLE (FR) 4	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0.6	0
	SLE (RARA) 1	1	1	1	1	0	0	0.6	0	0	0.6	0
	SLE (RARA) 2	1	1	1	1	0	0	0.8	0	0	0.6	0
	SLE (RARA) 3	1	1	1	0.75 Q _{ik} 0.4 q _{ik} 0.75 q _{folla}	1	0	0.6	0	0	0.6	0
	SLE (RARA) 4	1	1	1	0.75 Q _{ik} 0.4 q _{ik} 0.75 q _{folla}	1	0	0.8	0	0	0.6	0
	SLE (RARA) 5	1	1	1	0.75 Q _{ik} 0.4 q _{ik} 0.75 q _{folla}	0	1	0.6	0	0	0.6	0
	SLE (RARA) 6	1	1	1	0.75 Q _{ik} 0.4 q _{ik} 0.75 q _{folla}	0	1	0.8	0	0	0.6	0
	SLE (RARA) 7	1	1	1	0.75 Q _{ik} 0.4 q _{ik} 0.75 q _{folla}	0	0	1	0	0	0.6	0
	SLE (RARA) 8	1	1	1	0.75 Q _{ik} 0.4 q _{ik} 0.75 q _{folla}	0	0	0.6	0	0	1	0
	SLE (RARA) 9	1	1	1	0.75 Q _{ik} 0.4 q _{ik} 0.75 q _{folla}	0	0	0.8	0	0	1	0
SLU	SLU1	1.35	1.5	1.2	1.35	0	0	1.50-0.60	0	0	1.50-0.60	0

	SLU2	1.35	1.5	1.2	1.35	0	0	1.50-0.80	0	0	1.50-0.60	0
	SLU3	1.35	1.5	1.2	1.35-0.75 Q_{ik} 1.35-0.40 q_{ik} 1.35-0.75 q_{folla}	1.35	0	1.50-0.60	0	0	1.50-0.60	0
	SLU4	1.35	1.5	1.2	1.35-0.75 Q_{ik} 1.35-0.40 q_{ik} 1.35-0.75 q_{folla}	1.35	0	1.50-0.80	0	0	1.50-0.60	0
	SLU5	1.35	1.5	1.2	1.35-0.75 Q_{ik} 1.35-0.40 q_{ik} 1.35-0.75 q_{folla}	0	1.35	1.50-0.60	0	0	1.50-0.60	0
	SLU6	1.35	1.5	1.2	1.35-0.75 Q_{ik} 1.35-0.40 q_{ik} 1.35-0.75 q_{folla}	0	1.35	1.50-0.80	0	0	1.50-0.60	0
	SLU7	1.35	1.5	1.2	1.35-0.75 Q_{ik} 1.35-0.40 q_{ik} 1.35-0.75 q_{folla}	0	0	1.50	0	0	1.50-0.60	0
	SLU8	1.35	1.5	1.2	1.35-0.75 Q_{ik} 1.35-0.40 q_{ik} 1.35-0.75 q_{folla}	0	0	1.50-0.60	0	0	1.50	0
	SLU9	1.35	1.5	1.2	1.35-0.75 Q_{ik} 1.35-0.40 q_{ik} 1.35-0.75 q_{folla}	0	0	1.50-0.80	0	0	1.50	0
SLV	SLV1	1	1	1	0.2	0	0	0	1	0.3	0.5	0
	SLV2	1	1	1	0.2	0	0	0	1	-0.3	0.5	0
	SLV3	1	1	1	0.2	0	0	0	0.3	1	0.5	0
	SLV4	1	1	1	0.2	0	0	0	0.3	-1	0.5	0
ECC		1	1	1	0	0	0	0	0	0	0.5	1
<p>(*) Sono state considerate principalmente due condizioni di carico accidentale: 1) per massimizzare il momento in mezzeria della soletta; 2) per massimizzare il taglio nella soletta a filo piedritto.</p>												

Tabella 7: Combinazioni di carico

La risposta della struttura alle azioni sismiche è stata valutata mediante analisi dinamica lineare, valutando gli effetti sulla struttura tramite la seguente espressione:

$$E_I + 0.3E_t + 0.3E_v; \quad 0.3E_I + E_t + 0.3E_v; \quad 0.3E_I + 0.3E_t + E_v.$$



*Direzione Progettazione e
Realizzazione Lavori*

Itinerario Internazionale E78 S.G.C. GROSSETO – FANO
Adeguamento a 4 corsie nel tratto Grosseto – Siena (S.S. 223 “Di Paganico”)
Dal km 41+600 al km 53+400 – Lotto 9

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CACOLO

MANDATARIA



MANDANTE



**GEOTECHNICAL
DESIGN GROUP**



ICARIA
società di ingegneria

**43 di
202**

8. MODELLAZIONE NUMERICA

8.1 Condizioni di carico

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”.

8.2 Modello di carico

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 8.2.1.

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



Figura 17 Modello F.E.M struttura - numerazione nodi

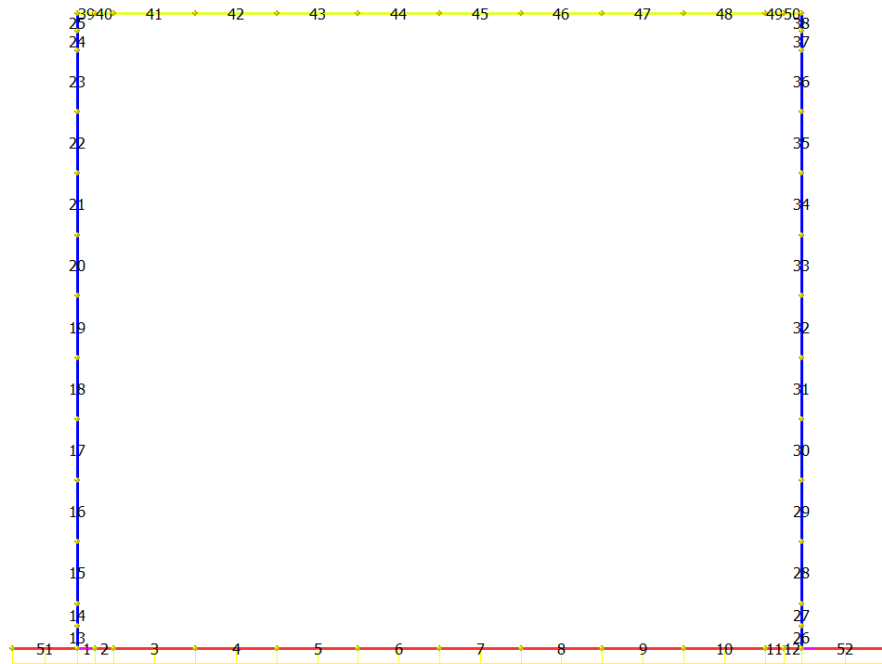


Figura 18 Modello F.E.M. struttura – numerazione aste

8.2.1 Interazione terreno-struttura

Nelle analisi strutturali, per la determinazione del coefficiente di sottofondo alla Winkler si è fatto riferimento alla seguente relazione (Vesic, 1965):

$$K = \frac{0.65E}{1-\nu^2} \sqrt[12]{\frac{Eb^4}{(EJ)_{fond}}}$$

dove:

E = modulo elastico del terreno;

ν = coefficiente di Poisson;

b = dimensione trasversale;

h = altezza;

J = inerzia;

E_c = modulo elastico del calcestruzzo della fondazione.

Nel caso in esame K risulta pari a 43556 kN/mc. Tale rigidezza è stata applicata come beam support lungo l'elemento, in particolare considerando la striscia di calcolo pari ad 1m risulta 43556 kPa/m*1m = 43556 kN/m/m.

9. CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di sicurezza sono state effettuate sulla base dei criteri definiti nelle vigenti norme tecniche - “Norme tecniche per le costruzioni”- DM 2018.

In particolare vengono effettuate le verifiche agli stati limite di servizio 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.

9.1 Verifiche agli stati limite di esercizio

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature, sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato dalla Tab. 4.1.III delle NTC2018:

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 8: Descrizione delle condizioni ambientali (Tab. 4.1.III delle NTC18)

9.1.1 Verifica a fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.4 del DM 17.1.2018.

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:

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	$\leq w_1$

Tabella 9: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione - Tabella 4.1.IV del DM 17.1.2018

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

9.1.2 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.

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

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.}$$

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

$$\sigma_s < 0,80 f_{yk}$$

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

9.2 Verifiche agli stati limite ultimi

9.2.1 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 parabolo-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 ($\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$)

9.2.2 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:

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

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

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 l'interasse tra due armature trasversali consecutive;

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

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

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

10. 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.

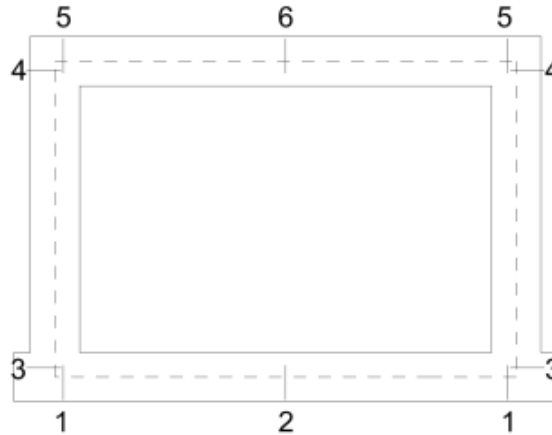


Figura 19 Sezioni di verifica

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.

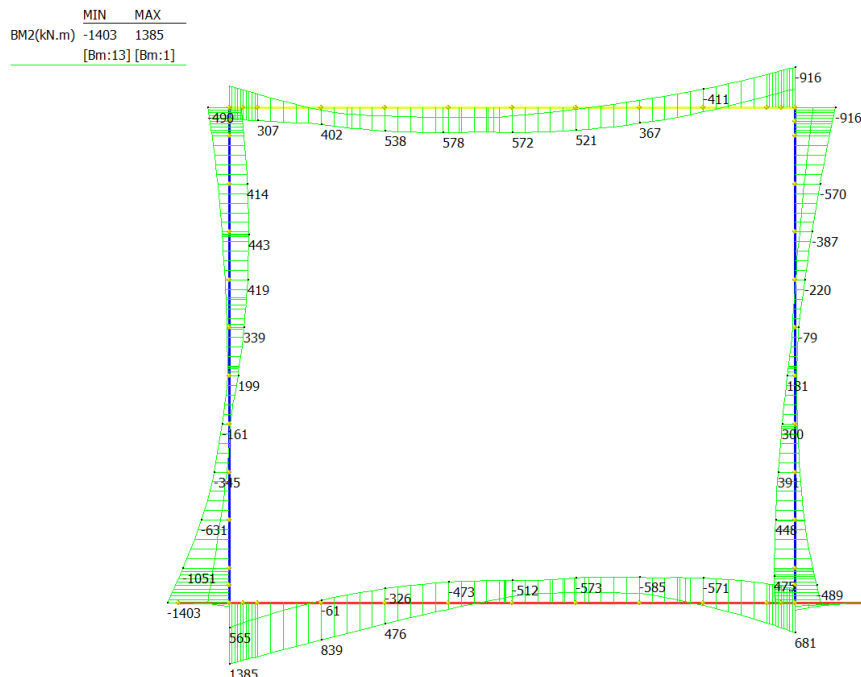


Figura 20 Involuppo SLU/Sisma: Momenti flettenti

	MIN	MAX
SFZ(kN)	-561	680
	[Bm:1]	[Bm:13]

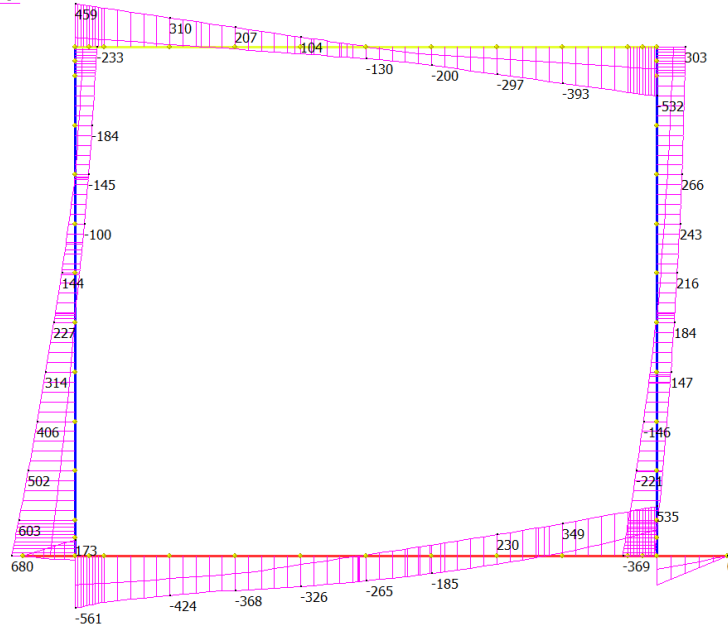


Figura 21 Involuppo SLU/Sisma: sollecitazioni taglianti

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-786	0
	[Bm:26]	[Bm:1]

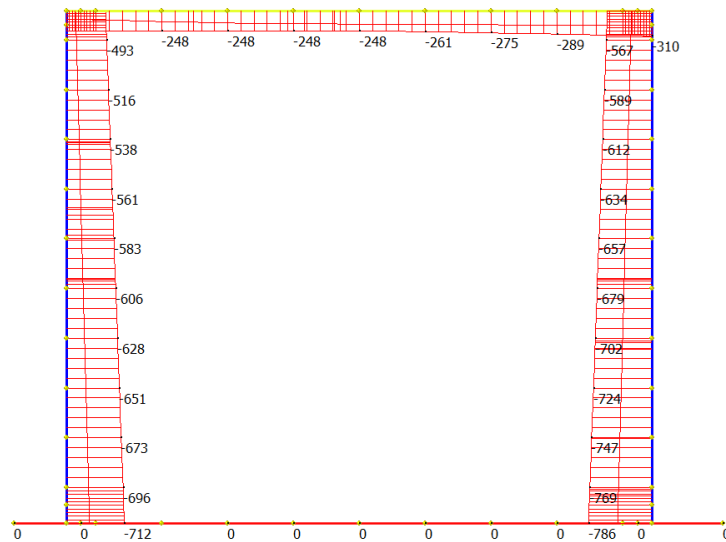


Figura 22 Involuppo SLU/Sisma: sforzo normale

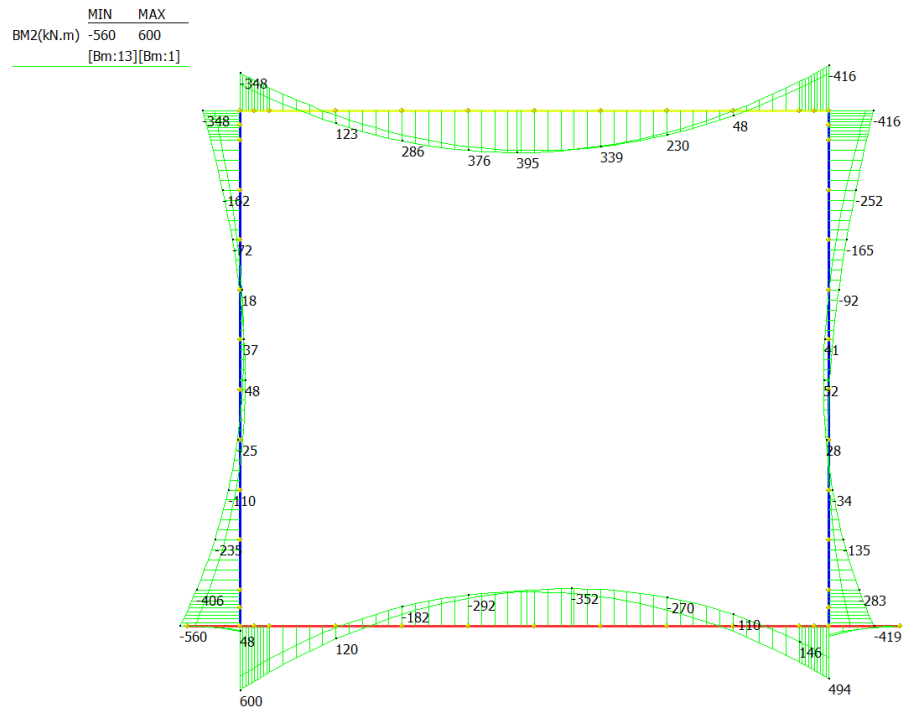


Figura 23 Involucro SLE Momenti flettenti

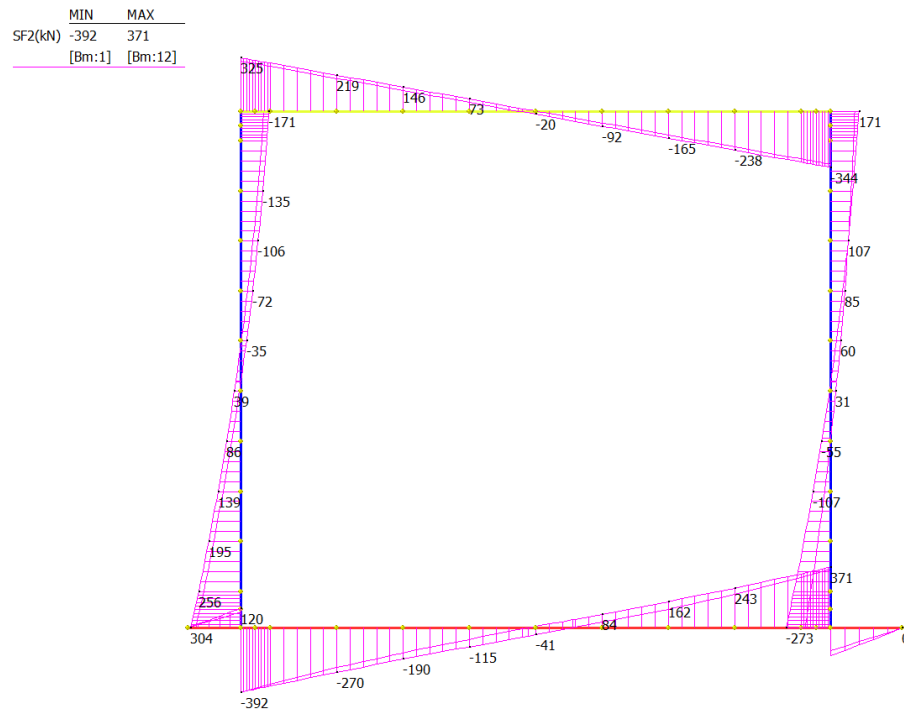


Figura 24 Involucro SLE: sollecitazioni taglianti

MIN MAX
AxForce(kN) -530 0
[Bm:26][Bm:1]

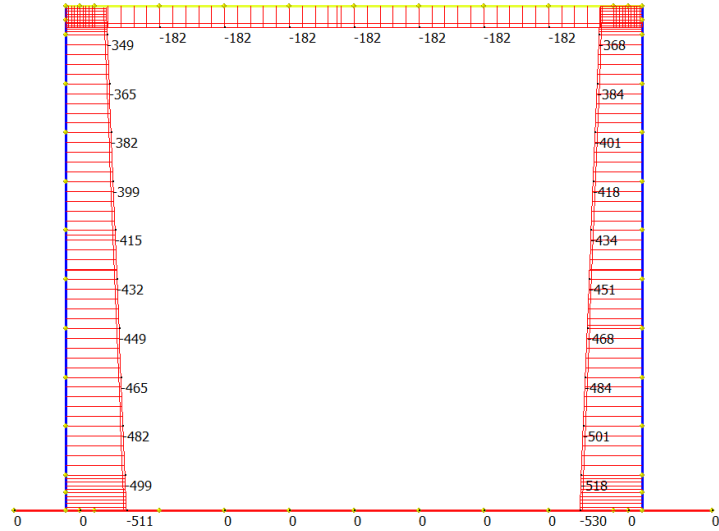


Figura 25 Involucro SLE: sforzo normale

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

COP_MEZZ	N	Mx	Vy
	(kN)	(kNm)	(kNm)
SLV	261	349	189
SLU	248	578	532
SLE RARA	182	395	-
SLE FREQUENTE	145	365	-
SLE QUASI PERM.	138	274	-
COP_INC	N	Mx	Vy
	(kN)	(kNm)	(kNm)
SLV	310	916	393
SLU	279	895	0
SLE RARA	182	416	-
SLE FREQUENTE	145	384	-
SLE QUASI PERM.	138	251	-

FOND_MEZZ	N	Mx	Vy
	(kN)	(kNm)	(kNm)
SLV	0	418	368
SLU	0	595	268

SLE RARA	0	352	-
SLE FREQUENTE	0	335	-
SLE QUASI PERM.	0	264	-
FOND_INC	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLV	0	1385	376
SLU	0	1154	561
SLE RARA	0	600	-
SLE FREQUENTE	0	565	-
SLE QUASI PERM.	0	433	-

PIEDR_PIEDE	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLV	579	1403	680
SLU	786	1128	493
SLE RARA	530	560	-
SLE FREQUENTE	505	527	-
SLE QUASI PERM.	422	380	-
PIEDR_TESTA	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLV	417	916	303
SLU	567	895	281
SLE RARA	368	416	-
SLE FREQUENTE	343	384	-
SLE QUASI PERM.	259	251	-
PIEDR_MEZZ	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLV	517	419	314
SLU	634	387	276
SLE RARA	434	92	-
SLE FREQUENTE	426	76	-
SLE QUASI PERM.	359	55	-
SLE QUASI PERM.	0	0	-

11. VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO

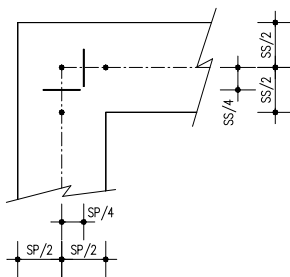
Si riassumono di seguito i risultati delle verifiche allo stato limite ultimo per le sollecitazioni di taglio e flessione, relative all’involuppo delle combinazioni di carico. In particolare si riportano le sollecitazioni massime per tutte le sezioni di verifica e le combinazioni di carico più gravose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

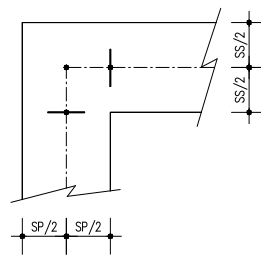
Le verifiche a flessione in corrispondenza dei nodi tra setti adiacenti sono effettuate rispettivamente:

- 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, applicando il combinato D.M.17.01.2018 con l’UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Si riporta di seguito l’armatura degli elementi strutturali nelle sezioni di mezzeria e di incastro.

Elemento	Sezione	Dimensioni [cm]		Flessione		Armatura a taglio	
		B	H	Lato terra	Lato interno		
SOLETTA SUP.	INCASTRO MEZZERIA	100	x	90	10Ø24	10Ø24	Ø14/20x40
					10Ø22	10Ø24	-
PIEDRITTI	TESTA	100	x	90	10Ø24	10Ø24	Ø12/20x40
	MEZZERIA				10Ø24	10Ø24	Ø12/20x40
	PIEDE				10Ø24	10Ø24	Ø12/20x40
SOLETTA INF.	INCASTRO MEZZERIA	100	x	110	10Ø26	10Ø26	Ø14/20x40
					10Ø26	10Ø26	-

Nelle verifiche riportate di seguito sono stati rispettati i minimi di armatura previsti dalle NTC18 riportate al paragrafo 4.1.6.

Facendo riferimento al paragrafo 7.4.6.2.4 delle NTC18, si è rispettato il limite per le pareti di almeno 9 legature ogni metro quadrato.

L'armatura trasversale di ripartizione si pone pari al 25% dell'armatura longitudinale.

11.1 Soletta superiore – sezione di mezzaria

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: Copertura mezzaria

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di progetto fcd:	15.860	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.760	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	168.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C**	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	458.20	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	398.50	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.010	
	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 CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	90.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	90.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	93.4	83.4	22

2	93.4	6.6	24
3	6.6	6.6	24
4	6.6	83.4	22

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	22
2	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	248.00	578.00	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	182.00	395.00	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	145.00	365.00 (525.14)	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	138.00	274.00 (535.46)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.4 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 (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	248.00	578.00	0.00	248.27	1502.95	0.00	2.60	45.2(14.4)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00187	0.158	100.0	90.0	0.00093	93.4	83.4	-0.01000	6.6	6.6

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 0.000142343 -0.010939464 0.158 0.700

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.35	0.0	90.0	-97.5	83.8	6.6	1650	45.2

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.08	0.0	90.0	-92.3	64.5	6.6	1650	45.2

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

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1 0.00	S	-0.00052	0	0.500	24.0	54	0.00028 (0.00028)	332	0.092 (0.40)	525.14	

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.34	100.0	90.0	-66.5	6.6	6.6	1650	45.2

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1 0.00	S	-0.00037	0	0.500	24.0	54	0.00020 (0.00020)	332	0.066 (0.30)	535.46	

DATI GENERALI SEZIONE GENERICAMENTE NON DISSIPATIVA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di progetto fcd:	15.860	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.760	MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C**	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	458.20	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	398.50	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.010	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	90.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	90.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	93.4	83.4	22
2	93.4	6.6	24
3	6.6	6.6	24
4	6.6	83.4	22

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
--------	--------------	--------------	---------	---

1	1	4	8	22
2	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	261.00	349.00	0.00	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.2 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata								
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)								
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia								
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia								
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)								
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia								
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia								
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000								
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]								
N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	261.00	349.00	0.00	260.76	1423.16	0.00	4.06	45.2(14.4)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione									
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45									
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)									
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)									
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)									
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00088	0.310	0.0	90.0	0.00065	6.6	83.4	-0.00196	6.6	6.6

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	0.000033982	-0.002180779	0.310	0.827

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	90	cm		
c	=	6.6	cm		
d	=	$h-c$	=	83.4	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	35	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	29.05	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	16.46	MPa
ARMATURE LONGITUDINALI					
\varnothing_l	=	24			
Numero	=	10			
A_{sl}	=	45.239	cm ²		
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	207	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		
ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO					
k	=	1.49	$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		
v_{min}	=	0.343	$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		
ρ_l	=	0.0054			
$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c =$	=	0.0000	(Mpa)		
V_{Rd1}	=	373.78	(KN)	$V_{Rd} =$	373.78 (KN)
V_{Rd2}	=	286.06	(KN)		

11.2 Soletta superiore – sezione di incastro

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: Copertura incastro

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di progetto fcd:	15.860	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.760	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	168.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C**	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	458.20	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	398.50	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.010	
	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 CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	90.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	90.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	93.4	83.4	24

2	93.4	6.6	24
3	6.6	6.6	24
4	6.6	83.4	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	24
2	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	279.00	895.00	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	182.00	416.00	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	145.00	384.00 (530.02)	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	138.00	251.00 (547.50)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.4 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 (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	279.00	895.00	0.00	279.00	1515.66	0.00	1.69	45.2(14.4)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00181	0.154	100.0	90.0	0.00088	93.4	83.4	-0.01000	6.6	6.6

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 0.000141664 -0.010934981 0.154 0.700

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.41	100.0	90.0	-103.2	6.6	6.6	1650	45.2

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.13	0.0	90.0	-97.5	93.4	6.6	1650	45.2

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

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00054	0	0.500	24.0	54	0.00029 (0.00029)	332	0.097 (0.40)	530.02	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.08	100.0	90.0	-59.5	6.6	6.6	1650	45.2

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00033	0	0.500	24.0	54	0.00018 (0.00018)	332	0.059 (0.30)	547.50	0.00

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di progetto fcd:	15.860	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.760	MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C**	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	458.20	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	398.50	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.010	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	90.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	90.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	93.4	83.4	24
2	93.4	6.6	24
3	6.6	6.6	24
4	6.6	83.4	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

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

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	310.00	916.00	0.00	0.00	0.00

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

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.2 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	310.00	916.00	0.00	309.81	1444.29	0.00	1.58	45.2(14.4)

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

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00086	0.306	100.0	90.0	0.00064	93.4	83.4	-0.00196	6.6	6.6

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

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	0.000033825	-0.002179747	0.306	0.823

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	90	cm		
c	=	6.6	cm		
d	=	$h-c$	=	83.4	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	35	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	29.05	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	16.46	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	14			
braccia	=	5			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	40	cm		
(A_{sw} / s)	=	19.242	cm^2 / m		
α	=	90	°		(90° staffe verticali)
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	532	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di cot θ

cot(θ) = 3.15
θ = 17.61 °

IPOTESI 1 $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ Rottura bilanciata $V_{Rsd} = V_{Rcd}$

$V_{Rsd} = 1781.08 \text{ (KN)}$ $0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$
 $V_{Rcd} = 1781.08 \text{ (KN)}$ $0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$
 $V_{Rd} = 1781 \text{ (KN)}$ $\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

IPOTESI 2 $\cot \vartheta > 2,5$ Si assume $\vartheta = 21,8^\circ$

Armatura trasversale

$V_{Rsd} = 1412.93 \text{ (KN)}$ $0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{e} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$
 $V_{Rcd} = 2130.37 \text{ (KN)}$ $0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$
 $V_{Rd} = 1413 \text{ (KN)}$ $\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

IPOTESI 3 $\cot \vartheta = 1$ $\vartheta = 45^\circ$

Armatura trasversale

$V_{Rsd} = 565.17 \text{ (KN)}$ $0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{e} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$
 $V_{Rcd} = 3089.03 \text{ (KN)}$ $0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$
 $V_{Rd} = 565.17 \text{ (KN)}$ $\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

11.3 Soletta inferiore – sezione di mezzeria

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: Fondazione mezzeria

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di progetto fcd:	15.860	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.760	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	168.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C**	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	458.20	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	398.50	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.010	
	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 CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	110.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	110.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	93.3	103.3	26

2	93.3	6.7	26
3	6.7	6.7	26
4	6.7	103.3	26

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	26
2	3	2	8	26

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	595.00	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	352.00	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	335.00 (743.07)	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	264.00 (743.07)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 cm

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

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	595.00	0.00	0.00	2064.94	0.00	3.47	53.1(16.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00155	0.134	100.0	110.0	0.00080	93.3	103.3	-0.01000	6.7	6.7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------

1 0.000000000 0.000111817 -0.010749173 0.134 0.700

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.81	100.0	110.0	-70.1	16.3	6.7	1650	53.1

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.72	0.0	110.0	-66.7	93.3	6.7	1700	53.1

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

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1 0.00	S	-0.00036	0	0.500	26.0	54	0.00020 (0.00020)	325	0.065 (0.40)	743.07	

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.36	100.0	110.0	-52.6	6.7	6.7	1698	53.1

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1 0.00	S	-0.00029	0	0.500	26.0	54	0.00016 (0.00016)	325	0.051 (0.30)	743.07	

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

Metodo di calcolo resistenza:	Descrizione Sezione:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave	
Normativa di riferimento:	N.T.C.	
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante	
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia	
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica	

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di progetto fcd:	15.860	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0	MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.760	MPa	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C**	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	458.20	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	398.50	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.010	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	110.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	110.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	93.3	103.3	26
2	93.3	6.7	26
3	6.7	6.7	26
4	6.7	103.3	26

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	26
2	3	2	8	26

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	418.00	0.00	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

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 (4.1.15)NTC]								
N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	418.00	0.00	0.00	1960.81	0.00	4.69	53.1(16.5)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione									
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45									
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)									
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)									
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)									
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00074	0.276	100.0	110.0	0.00057	93.3	103.3	-0.00196	6.7	6.7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000026148	-0.002131695	0.276	0.785

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	110	cm		
c	=	6.7	cm		
d	=	$h-c$	=	103.3	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	35	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	29.05	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	16.46	MPa
ARMATURE LONGITUDINALI					
\varnothing_l	=	26			
Numero	=	10			
A_{sl}	=	53.093	cm ²		
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	368	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		
ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO					
k	=	1.44	$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		
v_{min}	=	0.326	$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		
ρ_l	=	0.0051			
$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c =$	=	0.0000	(Mpa)		
V_{Rd1}	=	439.55	(KN)	$V_{Rd} =$	439.55 (KN)
V_{Rd2}	=	336.74	(KN)		

11.4 Soletta inferiore – sezione di incastro

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: Fondazione incastro

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di progetto fcd:	15.860	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.760	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	168.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C**	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	458.20	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	398.50	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.010	
	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 CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	110.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	110.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	93.3	103.3	26

2	93.3	6.7	26
3	6.7	6.7	26
4	6.7	103.3	26

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	26
2	3	2	8	26

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	1154.00	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	600.00	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	565.00 (743.07)	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	433.00 (743.07)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 cm

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

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	1154.00	0.00	0.00	2064.94	0.00	1.79	53.1(16.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00155	0.134	100.0	110.0	0.00080	93.3	103.3	-0.01000	6.7	6.7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------

1 0.000000000 0.000111817 -0.010749173 0.134 0.700

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.09	100.0	110.0	-119.5	35.6	6.7	1650	53.1

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.91	0.0	110.0	-112.6	93.3	6.7	1700	53.1

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

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00061	0	0.500	26.0	54	0.00034 (0.00034)	325	0.110 (0.40)	743.07	
0.00											

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.23	0.0	110.0	-86.3	93.3	6.7	1693	53.1

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00047	0	0.500	26.0	54	0.00026 (0.00026)	325	0.084 (0.30)	743.07	
0.00											

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

Metodo di calcolo resistenza:	Descrizione Sezione:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave	
Normativa di riferimento:	N.T.C.	
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante	
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia	
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica	

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di progetto fcd:	15.860	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.760	MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C**	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	458.20	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	398.50	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.010	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	110.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	110.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	93.3	103.3	26
2	93.3	6.7	26
3	6.7	6.7	26
4	6.7	103.3	26

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	26
2	3	2	8	26

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	1385.00	0.00	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

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 (4.1.15)NTC]								
N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	1385.00	0.00	0.00	1960.81	0.00	1.42	53.1(16.5)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione									
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45									
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)									
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)									
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)									
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00074	0.276	100.0	110.0	0.00057	93.3	103.3	-0.00196	6.7	6.7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000026148	-0.002131695	0.276	0.785

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	110	cm		
c	=	6.7	cm		
d	=	$h-c$	=	103.3	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	35	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	29.05	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	16.46	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	14			
braccia	=	5			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	40	cm		
(A_{sw} / s)	=	19.242	cm^2 / m		
α	=	90	°	(90° staffe verticali)	
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	561	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di cot θ

cot(θ) = 3.15
θ = 17.61 °

IPOTESI 1 $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ Rottura bilanciata $V_{Rsd} = V_{Rcd}$

$$V_{Rsd} = 2206.06 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 2206.06 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 2206 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 2 $\cot \vartheta > 2,5$ Si assume $\vartheta = 21,8^\circ$

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 1750.06 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 2638.69 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 1750 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 3 $\cot \vartheta = 1$ $\vartheta = 45^\circ$

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 700.02 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 3826.10 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 700.02 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

11.5 Piedritti – sezione di incastro inferiore

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: Piedritto piede

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di progetto fcd:	15.860	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.760	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	168.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C**	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	458.20	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	398.50	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.010	
	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 CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	90.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	90.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	93.6	83.6	24

2	93.6	6.4	24
3	6.4	6.4	24
4	6.4	83.6	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	24
2	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	786.00	1128.00	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	530.00	560.00	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	505.00	527.00 (595.81)	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	422.00	380.00 (615.34)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm

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

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	786.00	1128.00	0.00	786.11	1710.26	0.00	1.52	45.2(14.4)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00208	0.172	100.0	90.0	0.00115	93.6	83.6	-0.01000	6.4	6.4

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 0.000144447 -0.010924460 0.172 0.700

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.76	100.0	90.0	-111.7	6.4	6.4	1600	45.2

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.48	100.0	90.0	-104.5	6.4	6.4	1600	45.2

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

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1 0.00	S	-0.00059	0	0.500	24.0	52	0.00031 (0.00031)	321	0.101 (0.40)	595.81	

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.26	100.0	90.0	-70.2	6.4	6.4	1600	45.2

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1 0.00	S	-0.00040	0	0.500	24.0	52	0.00021 (0.00021)	321	0.068 (0.30)	615.34	

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

Metodo di calcolo resistenza:	Descrizione Sezione:
Tipologia sezione:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	Sezione generica di Trave
Percorso sollecitazione:	N.T.C.
Riferimento Sforzi assegnati:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento alla sismicità:	Assi x,y principali d'inerzia
	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35
	Resis. compr. di progetto fcd:	15.860 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.760 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C**
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	458.20 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	398.50 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.010
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	90.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	90.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	93.6	83.6	24
2	93.6	6.4	24
3	6.4	6.4	24
4	6.4	83.6	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
--------	--------------	--------------	---------	---

1	1	4	8	24
2	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	579.00	1403.00	0.00	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.3 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata								
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)								
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia								
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia								
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)								
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia								
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia								
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000								
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]								
N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	579.00	1403.00	0.00	578.79	1538.11	0.00	1.10	45.2(14.4)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione									
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45									
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)									
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)									
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)									
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00094	0.324	100.0	90.0	0.00072	93.6	83.6	-0.00196	6.4	6.4

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	0.000034625	-0.002178103	0.324	0.845

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	90	cm		
c	=	6.4	cm		
d	=	$h-c$	=	83.6	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	35	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	29.05	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	16.46	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	12			
braccia	=	5			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	40	cm		
(A_{sw} / s)	=	14.137	cm^2 / m		
α	=	90	°		(90° staffe verticali)
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	680	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di cot θ

cot(θ) = 3.73
θ = 15.03 °

IPOTESI 1 $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ Rottura bilanciata $V_{Rsd} = V_{Rcd}$

$$V_{Rsd} = 1550.61 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 1550.61 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 1551 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 2 $\cot \vartheta > 2,5$ Si assume $\vartheta = 21,8^\circ$

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 1040.56 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{e} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 2135.48 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 1041 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 3 $\cot \vartheta = 1$ $\vartheta = 45^\circ$

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 416.22 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{e} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 3096.44 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 416.22 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

11.6 Piedritti – sezione di incastro superiore

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: Piedritto testa

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35
	Resis. compr. di progetto fcd:	15.860 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.760 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	168.00 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C**
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	458.20 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	398.50 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.010
	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 CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C28/35	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	90.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	90.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
---------	--------	--------	-----------

1	93.6	83.6	24
2	93.6	6.4	24
3	6.4	6.4	24
4	6.4	83.6	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	24
2	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	567.00	895.00	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	368.00	416.00	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	343.00	384.00 (587.85)	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	259.00	251.00 (605.10)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm

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

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	567.00	895.00	0.00	566.85	1629.00	0.00	1.82	45.2(14.4)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00196	0.164	100.0	90.0	0.00104	93.6	83.6	-0.01000	6.4	6.4

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 0.000143003 -0.010915219 0.164 0.700

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.52	0.0	90.0	-85.3	83.9	6.4	1600	45.2

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.25	100.0	90.0	-78.4	6.4	6.4	1600	45.2

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

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1 0.00	S	-0.00044	0	0.500	24.0	52	0.00024 (0.00024)	321	0.076 (0.40)	587.85	

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.14	100.0	90.0	-48.1	6.4	6.4	1600	45.2

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1 0.00	S	-0.00027	0	0.500	24.0	52	0.00014 (0.00014)	321	0.046 (0.30)	605.10	

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di progetto fcd:	15.860	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.760	MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C**	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	458.20	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	398.50	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.010	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	90.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	90.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	93.6	83.6	24
2	93.6	6.4	24
3	6.4	6.4	24
4	6.4	83.6	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			
N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	24
2	3	2	8	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
N	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia				
Mx	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	417.00	916.00	0.00	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.3 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata								
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)								
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia								
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia								
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)								
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia								
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia								
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)								
	Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000								
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]								
N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	417.00	916.00	0.00	417.06	1484.83	0.00	1.62	45.2(14.4)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

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

1 0.00089 0.313 100.0 90.0 0.00067 93.6 83.6 -0.00196 6.4 6.4

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	0.000034077	-0.002174590	0.313	0.832

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	90	cm		
c	=	6.4	cm		
d	=	$h-c$	=	83.6	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	35	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	29.05	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	16.46	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	12			
braccia	=	5			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	40	cm		
(A_{sw} / s)	=	14.137	cm^2 / m		
α	=	90	°		(90° staffe verticali)
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	303	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di cot θ

cot(θ) = 3.73
θ = 15.03 °

IPOTESI 1 1 ≤ cot θ ≤ 2.5 Rottura bilanciata $V_{Rsd} = V_{Rcd}$

$V_{Rsd} = 1550.61 \text{ (KN)}$ $0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$
 $V_{Rcd} = 1550.61 \text{ (KN)}$ $0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
 $V_{Rd} = 1551 \text{ (KN)}$ $\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

IPOTESI 2 cot θ > 2,5 Si assume θ = 21,8°

Armatura trasversale

$V_{Rsd} = 1040.56 \text{ (KN)}$ $0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$
 $V_{Rcd} = 2135.48 \text{ (KN)}$ $0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
 $V_{Rd} = 1041 \text{ (KN)}$ $\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

IPOTESI 3 Cot θ = 1 θ = 45°

Armatura trasversale

$V_{Rsd} = 416.22 \text{ (KN)}$ $0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$
 $V_{Rcd} = 3096.44 \text{ (KN)}$ $0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
 $V_{Rd} = 416.22 \text{ (KN)}$ $\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

11.7 Piedritti – sezione di mezzeria

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: Piedritto mezzeria

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resis. compr. di progetto fcd:	15.860	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.760	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	168.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C**	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	458.20	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	398.50	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.010	
	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 CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	90.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	90.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	93.6	83.6	24

2	93.6	6.4	24
3	6.4	6.4	24
4	6.4	83.6	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	24
2	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	634.00	387.00	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	434.00	92.00	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	426.00	76.00 (18960.95)	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	359.00	55.00 (605.10)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.3 cm

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

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	634.00	387.00	0.00	633.84	1653.91	0.00	4.27	45.2(14.4)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00199	0.166	100.0	90.0	0.00107	93.6	83.6	-0.01000	6.4	6.4

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 0.000143442 -0.010918026 0.166 0.700

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.94	0.0	90.0	-0.5	93.6	6.4	650	45.2

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.83	0.0	90.0	0.7	93.6	6.4	0	0.0

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

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1 0.00	S	0.00000	0	0.500	24.0	52	0.00000 (0.00000)	0	0.001 (0.40)	18960.95	

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.65	100.0	90.0	1.3	6.4	6.4	----	----

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1 0.00	S	-0.00027	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	605.10	

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35
	Resis. compr. di progetto fcd:	15.860 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.760 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C**
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	458.20 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	398.50 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.010
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	90.0
2	100.0	0.0
3	0.0	0.0
4	0.0	90.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	93.6	83.6	24
2	93.6	6.4	24
3	6.4	6.4	24
4	6.4	83.6	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

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

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	517.00	419.00	0.00	0.00	0.00

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

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.3 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	517.00	419.00	0.00	517.23	1517.93	0.00	3.62	45.2(14.4)

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

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00092	0.320	100.0	90.0	0.00070	93.6	83.6	-0.00196	6.4	6.4

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

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	0.000034417	-0.002176772	0.320	0.840

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	90	cm		
c	=	6.4	cm		
d	=	$h-c$	=	83.6	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	35	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	29.05	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	16.46	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	12			
braccia	=	5			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	40	cm		
(A_{sw} / s)	=	14.137	cm^2 / m		
α	=	90	°	(90° staffe verticali)	
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	314	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di cot θ

$$\cot(\theta) = 3.73$$

$$\theta = 15.03^\circ$$

IPOTESI 1 $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ Rottura bilanciata $V_{Rsd} = V_{Rcd}$

$$V_{Rsd} = 1550.61 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 1550.61 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$$

$$V_{Rd} = 1551 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 2 $\cot \vartheta > 2,5$ Si assume $\vartheta = 21,8^\circ$

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 1040.56 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 2135.48 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$$

$$V_{Rd} = 1041 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 3 $\cot \vartheta = 1$ $\vartheta = 45^\circ$

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 416.22 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 3096.44 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$$

$$V_{Rd} = 416.22 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

12. VERIFICHE GEOTENICHE

12.1 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 NTC2018. I coefficienti γ_R sono riportati nella seguente tabella 6.4.I delle NTC18):

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_{γ}, s_q, s_c i fattori di forma della fondazione;

i_{γ}, i_q, i_c i fattori correttivi per l'inclinazione del carico;

b_{γ}, b_q, b_c i fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione;

g_{γ}, g_q, g_c i fattori correttivi per l'inclinazione del piano campagna;

d_{γ}, 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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{NcL}$$

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

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

$$b_q = e^{(-2.7 \text{tg} \phi')}$$

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

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

In condizioni non drenate i fattori hanno le seguenti espressioni:

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

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

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

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

$$d_c^* = 0.4 + \frac{tg^{\wedge} - 1D}{B} \quad \text{per } D/B > 1$$

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

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

Si sono indicate con:

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

$B' =$ larghezza efficace equivalente della fondazione;

$\gamma =$ 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.

Si riporta di seguito la verifica per la condizione più gravosa.

Di seguito l'andamento delle reazioni dei vincoli elastici rappresentanti l'interazione con il terreno e l'azione complessiva trasmessa al terreno dalla fondazione nella condizione più gravosa, pari a circa 2323kN per una striscia di larghezza unitaria e $2323 \times 23.50 = 54590.5$ kN globalmente per la struttura in esame.

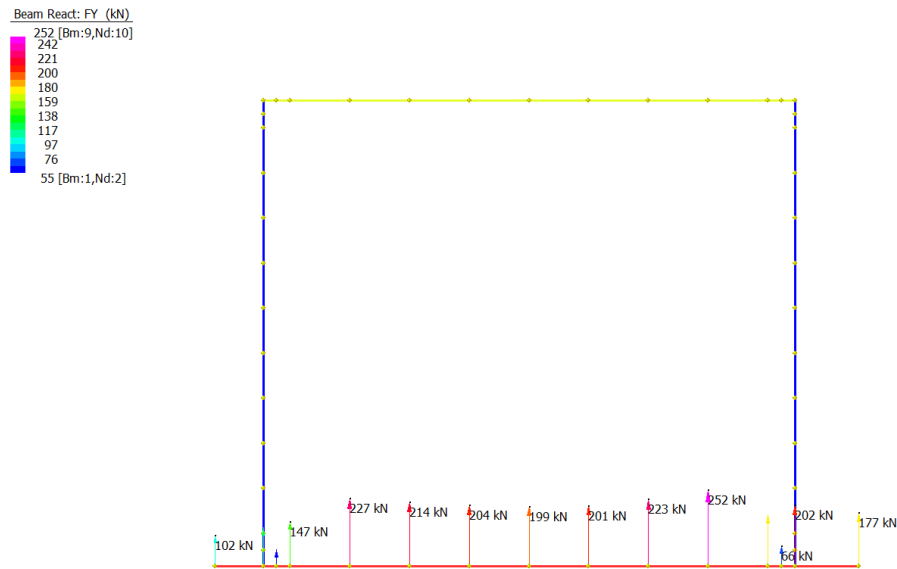


Figura 26 Sollecitazioni trasmesse al terreno

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

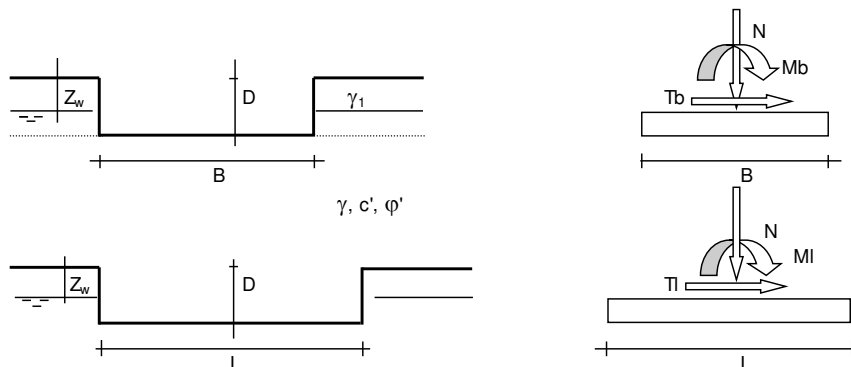
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

(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 = 9.80 (m)
L = 23.50 (m)
D = 8.80 (m)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	54590.50		54590.50
Mb [kNm]	3070.00		3070.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	650.00		650.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	650.00	0.00	650.00

Peso unità di volume del terreno

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 35.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 35.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 20.00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} e_B &= 0.06 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0.00 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 9.69 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 23.50 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 167.20 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

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

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 33.30$$

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

$$N_c = 46.12$$

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

$$N_\gamma = 48.03$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.30$$

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

$$s_q = 1.29$$

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

$$s_\gamma = 0.84$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 1.71 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 1.29 \quad m = 1.71 \quad (-)$$

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

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

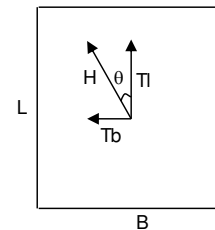
$$i_q = 0.98$$

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

$$i_c = 0.98$$

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

$$i_\gamma = 0.97$$



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

$$d_q = 1.23$$

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

$$d_c = 1.24$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 12228.12 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 239.79 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 5316.57 \geq q = 239.79 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 650.00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 38224.68 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 34749.71 \geq H_d = 650.00 \quad (\text{kN})$$

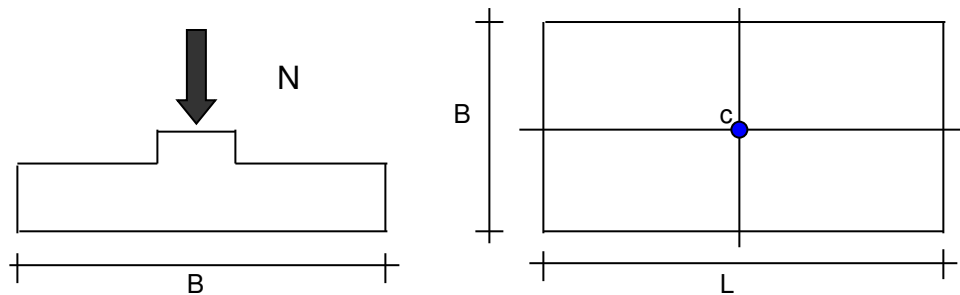
12.2 Valutazione dei cedimenti

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

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:

Sottopasso Stazione Acerra



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

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

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

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

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

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

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

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

DATI DI INPUT:

B = 9.80 (m) (Larghezza della Fondazione)
L = 23.50 (m) (Lunghezza della Fondazione)
N = 30809 (kN) (Carico Verticale Agente)
q = 133.78 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))
ns = 3 (-) (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	CM	2.00	0.0	2.0	1.0	50000	0.25	0.34
2	CM	3.00	2.0	5.0	1.0	60000	0.25	0.44
3	CM	5.00	5.0	10.0	1.0	80000	0.25	0.41
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-

$$\delta_{ctot} = 1.19 \text{ (cm)}$$

Il cedimento totale risulta essere pari a **1.19cm**.

Di seguito si forniscono le tabelle di sintesi del calcolo effettuato.

z	Δz _i	Terreno	R1	R2	R3	Δσ _{zi}	Δσ _{xi}	Δσ _{yi}	E	v	δ _i	Σδ _i
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(-)	(cm)	(cm)

0.00	1.0	1							50000	0.25		
1.00	1.0	1	11.76	4.93	12.74	124.55	113.84	107.30	50000	0.25	0.14	0.14
2.00	1.0	1	11.85	5.12	12.82	109.56	19.88	15.44	50000	0.25	0.20	0.34
3.00	1.0	2	12.01	5.50	12.97	99.59	13.82	7.65	60000	0.25	0.16	0.50
4.00	1.0	2	12.26	6.02	13.20	91.94	9.70	2.90	60000	0.25	0.15	0.65
5.00	1.0	2	12.58	6.65	13.50	84.92	6.84	0.19	60000	0.25	0.14	0.78
6.00	1.0	3	12.97	7.37	13.87	78.13	4.80	-1.28	80000	0.25	0.10	0.88
7.00	1.0	3	13.43	8.14	14.29	71.60	3.31	-2.02	80000	0.25	0.09	0.97
8.00	1.0	3	13.94	8.96	14.78	65.46	2.21	-2.34	80000	0.25	0.08	1.05
9.00	1.0	3	14.50	9.81	15.31	59.77	1.40	-2.44	80000	0.25	0.08	1.13
10.00	1.0	3	15.11	10.69	15.88	54.56	0.80	-2.40	80000	0.25	0.07	1.19



*Direzione Progettazione e
Realizzazione Lavori*

Itinerario Internazionale E78 S.G.C. GROSSETO – FANO
Adeguamento a 4 corsie nel tratto Grosseto – Siena (S.S. 223 “Di Paganico”)
Dal km 41+600 al km 53+400 – Lotto 9

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CACOLO

MANDATARIA



MANDANTE



**GEOTECHNICAL
DESIGN GROUP**



ICARIA
società di ingegneria

**121 di
202**

13. MURI DI IMBOCCO

Il muro a U in cemento armato a presidio del rilevato stradale presenta fondazioni di tipo diretto con le seguenti caratteristiche:

- paramento murario di altezza massima di 9.13 m, spessore in sommità di 0.40m e alla base di 1.10m;
- fondazione caratterizzata da spessore costante pari a 1.10m e larghezza totale 11.08m.

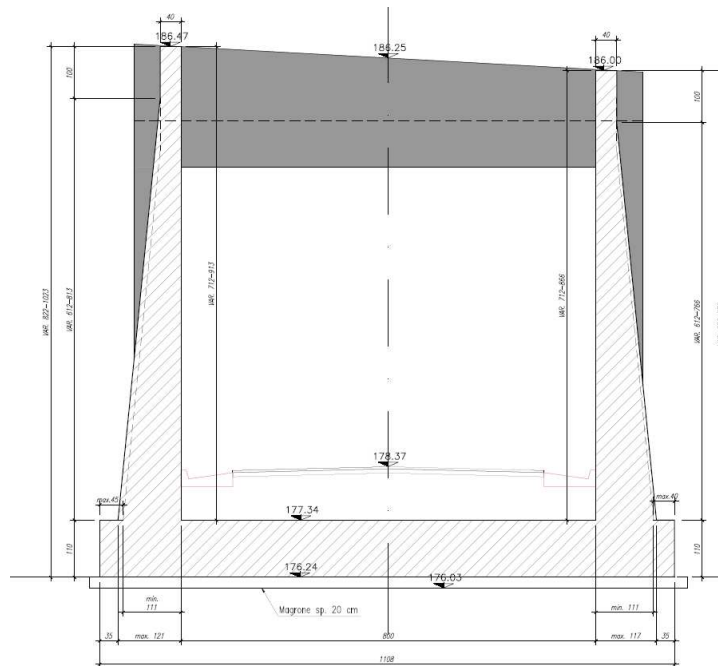


Figura 27 Sezione trasversale muro imbocco lato est

13.1 CRITERI DI CALCOLO

Calcolo della spinta sul muro

Sono state effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- ribaltamento;
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

13.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

13.2.1 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza r .

Deve quindi essere verificata la seguente diseuguaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante. Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

13.2.2 Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , si assume un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione, trascurando il contributo della spinta passiva del terreno a valle.

13.2.3 Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

dove R rappresenta la capacità portante ultima valutata con la teoria di Brinch-Hansen.

13.2.4 Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g . Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50. Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

13.3 CALCOLO DEL MURO

Geometria scatolare

Descrizione:	Scatolare tipo vasca	
Altezza esterna	9.81	[m]
Larghezza esterna	11.08	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.45	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.45	[m]
Spessore piedritto sinistro	1.10	[m]
Spessore piedritto destro	1.10	[m]
Spessore fondazione	1.10	[m]

Caratteristiche strati terreno

Strato di rinfianco

Descrizione	Terreno di rinfianco	
Peso di volume	19.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	19.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	0.00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	10000	[kPa/m]

Strato di base

Descrizione	Terreno di base- D	
Peso di volume	19.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	19.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	35.00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	43556	[kPa/m]
Tensione limite	1050	[kPa]

Caratteristiche materiali utilizzati

Materiale calcestruzzo

R_{ck} calcestruzzo	40000	[kPa]
Peso specifico calcestruzzo	24.5170	[kN/mc]
Modulo elastico E	33149080	[kPa]
Tensione di snervamento acciaio	450000	[kPa]
Coeff. omogeneizzazione cls teso/compresso (n')	0.50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15.00	
Coefficiente dilatazione termica	0.0000120	

Materiale calcestruzzo trasverso

R_{ck} calcestruzzo	35000	[kPa]
Peso specifico calcestruzzo	24.5170	[kN/mc]
Modulo elastico E	32105823	[kPa]
Tensione di snervamento acciaio	450000	[kPa]
Coeff. omogeneizzazione cls teso/compresso (n')	0.50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15.00	
Coefficiente dilatazione termica	0.0000120	

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Carichi verticali positivi se diretti verso il basso

Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie

Ascisse X (esprese in m) positive verso destra

Ordinate Y (esprese in m) positive verso l'alto

Carichi concentrati espressi in kN

Coppie concentrate espressi in kNm

Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X	ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y	ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
F_y	componente Y del carico concentrato
F_x	componente X del carico concentrato
M	momento

Forze distribuite

X_i, X_f	ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
Y_i, Y_f	ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
V_{ni}	componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
V_{nf}	componente normale del carico distribuito nel punto finale
V_{ti}	componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
V_{tf}	componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
D_{te}	variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi

D_{ti} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n° 7 (ACC)

Distr	Terreno	$X_i = 11.53$	$X_r = 14.53$	$V_{ni} = 10.00$	$V_{nr} = 10.00$
Distr	Terreno	$X_i = -3.00$	$X_r = 0.00$	$V_{ni} = 10.00$	$V_{nr} = 10.00$

Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

Stato Limite Ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}(\theta) + \text{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \text{ctg}^2 \theta)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b_w	larghezza minima sezione [mm]
σ_{cp}	tensione media di compressione [N/mm ²]
ρ_l	rapporto geometrico di armatura
A_{sw}	area armatura trasversale [mm ²]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]

α_c coefficiente maggiorativo, funzione di f_{cd} e σ_{cp}

$$f_{cd}' = 0.5 * f_{cd}$$

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

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$$

Stato Limite di Esercizio

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare) 0.60 f_{ck}

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.) 0.45 f_{ck}

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare) 0.80 f_{yk}

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure $w_1=0.20$ $w_2=0.30$ $w_3=0.40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure:

- NTC 2018 - C4.1.2.2.4.5

Resistenza a trazione per **Flessione**

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 2

Copriferro sezioni 0.0810 [m]

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2008

Simbologia adottata

γ_{G1sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{G1fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{G2sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_{G2fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_Q	Coefficiente parziale sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
γ_c	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.15
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1.20	1.20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Q1fav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Q1sfav}	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata		γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale		γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume		γ_{γ}	1.00	1.00

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
ACC	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

RELAZIONE DI CACOLO

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLE (Quasi Permanente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 9 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X ascisse (espresse in m) positive verso destra

Y ordinate (espresse in m) positive verso l'alto

M momento espresso in kNm

V taglio espresso in kN

SN sforzo normale espresso in kN

ux spostamento direzione X espresso in m

uy spostamento direzione Y espresso in m

σ_r pressione sul terreno espressa in kPa

Tipo di analisi

Pressione in calotta

I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo **valore 0.00**

Metodo di calcolo della portanza

Pressione geostatica

Hansen

Spinta sui piedritti

a Riposo [combinazione 1]
a Riposo [combinazione 2]
a Riposo [combinazione 3]
a Riposo [combinazione 4]
a Riposo [combinazione 5]
a Riposo [combinazione 6]
a Riposo [combinazione 7]
a Riposo [combinazione 8]
a Riposo [combinazione 9]
a Riposo [combinazione 10]
a Riposo [combinazione 11]
a Riposo [combinazione 12]
a Riposo [combinazione 13]

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine 43.139470

Longitudine 11.177480

Comune

Provincia

Regione

Punti di interpolazione del reticolo

22721 - 22943 - 22944 - 22722

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	100 anni
Classe d'uso pericolose	IV - Opere strategiche ed industrie molto
Vita di riferimento	200 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g =	2.06 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.18
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss) = 24.88$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 12.44$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g =	1.02 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss) = 12.48$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 6.24$
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare

Spinta sismica Wood

Angolo diffusione sovraccarico 0.00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0.426	0.000
2	0.426	0.000
3	0.426	0.769
4	0.426	0.769
5	0.426	0.769
6	0.426	0.769
7	0.426	0.000
8	0.426	0.000
9	0.426	0.000

10	0.426	0.521
11	0.426	0.521
12	0.426	0.521
13	0.426	0.521

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	124
Numero elementi piedritto sinistro	94
Numero elementi piedritto destro	94
Numero molle piedritto sinistro	95
Numero molle piedritto destro	95

Spostamenti

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.00	0.00006	0.00081
3.03	0.00004	0.00270
5.99	0.00000	0.00304
8.95	-0.00004	0.00270
11.98	-0.00006	0.00081

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 1)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.55	0.00006	0.00164
5.18	0.00647	0.00167
9.81	0.01445	0.00168

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 1)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.55	-0.00006	0.00164
5.18	-0.00647	0.00167
9.81	-0.01445	0.00168

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.00	0.00007	0.00040
3.03	0.00004	0.00275
5.99	0.00000	0.00324
8.95	-0.00004	0.00279
11.98	-0.00007	0.00048

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 2)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.55	0.00007	0.00141

5.18	0.00772	0.00144
9.81	0.01727	0.00145

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 2)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.55	-0.00007	0.00147
5.18	-0.00765	0.00150
9.81	-0.01712	0.00151

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.00	0.01390	-0.00887
3.03	0.01386	0.00029
5.99	0.01379	0.00364
8.95	0.01372	0.00353
11.98	0.01367	0.00033

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 3)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.55	0.01390	-0.00527
5.18	0.03739	-0.00525
9.81	0.06609	-0.00524

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 3)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.55	0.01368	0.00168
5.18	0.00441	0.00170
9.81	-0.00619	0.00171

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.00	0.01382	-0.01183
3.03	0.01378	-0.00131
5.99	0.01372	0.00299
8.95	0.01365	0.00329

11.98 0.01360 0.00024

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 4)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.55	0.01383	-0.00778
5.18	0.03943	-0.00776
9.81	0.07024	-0.00775

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 4)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.55	0.01360	0.00155
5.18	0.00452	0.00157
9.81	-0.00590	0.00158

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.00	-0.01367	0.00033
3.03	-0.01372	0.00353
5.99	-0.01379	0.00364
8.95	-0.01386	0.00029
11.98	-0.01390	-0.00887

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 5)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.55	-0.01368	0.00168
5.18	-0.00441	0.00170
9.81	0.00619	0.00171

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 5)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.55	-0.01390	-0.00527
5.18	-0.03739	-0.00525
9.81	-0.06609	-0.00524

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.00	-0.01360	0.00024
3.03	-0.01365	0.00329
5.99	-0.01372	0.00299
8.95	-0.01378	-0.00131
11.98	-0.01382	-0.01183

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 6)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.55	-0.01360	0.00155
5.18	-0.00452	0.00157
9.81	0.00590	0.00158

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 6)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.55	-0.01383	-0.00778
5.18	-0.03943	-0.00776
9.81	-0.07024	-0.00775

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.00	0.00005	0.00063
3.03	0.00003	0.00208
5.99	0.00000	0.00234
8.95	-0.00003	0.00208
11.98	-0.00005	0.00063

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 7)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.55	0.00005	0.00126
5.18	0.00498	0.00128
9.81	0.01112	0.00129

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 7)

Y [m]	u_x [m]	u_y [m]
0.55	-0.00005	0.00126
5.18	-0.00498	0.00128
9.81	-0.01112	0.00129

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	u_x [m]	u_y [m]
0.00	0.00005	0.00042
3.03	0.00003	0.00210
5.99	0.00000	0.00244
8.95	-0.00003	0.00212
11.98	-0.00005	0.00046

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 8)

Y [m]	u_x [m]	u_y [m]
0.55	0.00005	0.00114
5.18	0.00560	0.00117
9.81	0.01253	0.00118

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 8)

Y [m]	u_x [m]	u_y [m]
0.55	-0.00005	0.00118
5.18	-0.00557	0.00120
9.81	-0.01245	0.00121

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	u_x [m]	u_y [m]
0.00	0.00005	0.00035
3.03	0.00003	0.00211
5.99	0.00000	0.00247
8.95	-0.00003	0.00213
11.98	-0.00005	0.00040

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 9)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.55	0.00005	0.00110
5.18	0.00581	0.00113
9.81	0.01300	0.00114

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 9)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.55	-0.00005	0.00115
5.18	-0.00576	0.00117
9.81	-0.01289	0.00118

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.00	0.00806	-0.00288
3.03	0.00803	0.00175
5.99	0.00798	0.00309
8.95	0.00794	0.00273
11.98	0.00790	0.00051

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 10)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.55	0.00806	-0.00099
5.18	0.02122	-0.00097
9.81	0.03759	-0.00096

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 10)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.55	0.00790	0.00145
5.18	0.00135	0.00147
9.81	-0.00632	0.00148

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	u_x [m]	u_y [m]
0.00	0.00812	-0.00358
3.03	0.00809	0.00138
5.99	0.00804	0.00291
8.95	0.00799	0.00257
11.98	0.00796	0.00030

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 11)

Y [m]	u_x [m]	u_y [m]
0.55	0.00812	-0.00158
5.18	0.02180	-0.00156
9.81	0.03870	-0.00155

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 11)

Y [m]	u_x [m]	u_y [m]
0.55	0.00796	0.00125
5.18	0.00132	0.00128
9.81	-0.00642	0.00128

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 12)

X [m]	u_x [m]	u_y [m]
0.00	-0.00790	0.00051
3.03	-0.00794	0.00273
5.99	-0.00798	0.00309
8.95	-0.00803	0.00175
11.98	-0.00806	-0.00288

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 12)

Y [m]	u_x [m]	u_y [m]
0.55	-0.00790	0.00145
5.18	-0.00135	0.00147
9.81	0.00632	0.00148

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 12)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.55	-0.00806	-0.00099
5.18	-0.02122	-0.00097
9.81	-0.03759	-0.00096

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 13)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.00	-0.00796	0.00030
3.03	-0.00799	0.00257
5.99	-0.00804	0.00291
8.95	-0.00809	0.00138
11.98	-0.00812	-0.00358

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 13)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.55	-0.00796	0.00125
5.18	-0.00132	0.00128
9.81	0.00642	0.00128

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 13)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0.55	-0.00812	-0.00158
5.18	-0.02180	-0.00156
9.81	-0.03870	-0.00155

Sollecitazioni

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.5925	-0.3820
3.03	-621.1252	-268.9319	451.1933
5.99	-204.2916	6.5260	451.1933
8.95	-621.1252	280.5311	451.1933
11.98	0.0000	-1.5925	-0.3820

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 1)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-1393.9943	451.5752	324.6494
5.18	-174.2988	112.8938	162.3247
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 1)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-1393.9943	-451.5752	324.6494
5.18	-174.2988	-112.8938	162.3247
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	0.7786	-0.4151
3.03	-755.5262	-289.3298	490.3496
5.99	-301.7602	5.5817	490.3496
8.95	-749.4175	300.5633	490.3496
11.98	0.0000	-0.9369	-0.4151

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 2)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-1575.4417	490.7648	324.6494

5.18	-219.6607	132.4886	162.3247
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 2)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-1575.4417	-490.7648	324.6494
5.18	-219.6607	-132.4886	162.3247
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	0.0000	-83.2908
3.03	-2430.3486	-445.4857	776.0107
5.99	-1317.8803	-226.5971	795.8737
8.95	-1223.8821	175.9234	815.7367
11.98	0.0000	0.0000	81.9433

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-3348.4260	838.9687	280.7998
5.18	-703.1067	332.6430	140.3999
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-1839.0381	-754.1262	280.7998
5.18	-87.7471	-95.2190	140.3999
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	0.0000	-82.8469
3.03	-2587.2583	-364.6801	776.4546
5.99	-1554.9273	-249.2557	796.3176
8.95	-1337.1520	121.8800	816.1806

11.98 0.0000 0.0000 81.4986

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 4)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-3348.4260	838.9687	218.6608
5.18	-703.1067	332.6430	109.3304
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 4)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-1843.1225	-755.0148	218.6608
5.18	-86.4362	-95.2578	109.3304
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	0.0000	81.9433
3.03	-1223.8821	-160.7658	815.7367
5.99	-1317.8803	242.2506	795.8737
8.95	-2430.3486	446.7455	776.0107
11.98	0.0000	0.0000	-83.2908

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 5)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-1839.0381	754.1262	280.7998
5.18	-87.7471	95.2190	140.3999
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 5)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-3348.4260	-838.9687	280.7998
5.18	-703.1067	-332.6430	140.3999
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	0.0000	81.4986
3.03	-1337.1520	-107.7304	816.1806
5.99	-1554.9273	262.1167	796.3176
8.95	-2587.2583	364.6801	776.4546
11.98	0.0000	0.0000	-82.8469

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 6)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-1843.1225	755.0148	218.6608
5.18	-86.4362	95.2578	109.3304
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 6)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-3348.4260	-838.9687	218.6608
5.18	-703.1067	-332.6430	109.3304
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.2250	-0.2938
3.03	-477.7886	-206.8707	347.0718
5.99	-157.1474	5.0200	347.0718
8.95	-477.7886	215.7932	347.0718
11.98	0.0000	-1.2250	-0.2938

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 7)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-1072.3033	347.3656	249.7303
5.18	-134.0760	86.8414	124.8652
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 7)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-1072.3033	-347.3656	249.7303
5.18	-134.0760	-86.8414	124.8652
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	0.8181	-0.3104
3.03	-544.9891	-217.0696	366.6499
5.99	-205.8817	4.5478	366.6499
8.95	-541.9348	225.8092	366.6499
11.98	0.0000	-0.8972	-0.3104

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 8)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-1163.0270	366.9603	249.7303
5.18	-156.7569	96.6388	124.8652
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 8)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-1163.0270	-366.9603	249.7303
5.18	-156.7569	-96.6388	124.8652
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	0.6824	-0.3159
3.03	-567.3893	-220.4693	373.1760
5.99	-222.1264	4.3904	373.1760
8.95	-563.3168	229.1479	373.1760
11.98	0.0000	-0.7880	-0.3159

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 9)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-1193.2683	373.4919	249.7303
5.18	-164.3172	99.9046	124.8652
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 9)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-1193.2683	-373.4919	249.7303
5.18	-164.3172	-99.9046	124.8652
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	0.0000	-48.3105
3.03	-1365.6056	-362.2468	555.8511
5.99	-612.4368	-108.1396	565.8148
8.95	-736.3252	196.7830	575.7784
11.98	0.0000	-1.0035	47.3525

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 10)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-2214.0463	593.9623	265.3153
5.18	-419.5118	210.1398	132.6577
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 10)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-1334.0990	-538.6252	265.3153
5.18	-97.9967	-71.2564	132.6577
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	0.0000	-48.6449
3.03	-1427.6772	-346.1631	555.5167
5.99	-683.2052	-115.4253	565.4804
8.95	-770.6214	179.2084	575.4440
11.98	0.0000	-0.5871	47.6874

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 11)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-2214.0463	593.9623	234.1453
5.18	-419.5118	210.1398	117.0726
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 11)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-1328.1606	-537.9558	234.1453
5.18	-97.9967	-71.2564	117.0726
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 12)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	1.0035	47.3525
3.03	-736.3252	-185.0458	575.7784
5.99	-612.4368	121.4093	565.8148
8.95	-1365.6056	369.7726	555.8511
11.98	0.0000	0.0000	-48.3105

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 12)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-1334.0990	538.6252	265.3153
5.18	-97.9967	71.2564	132.6577
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 12)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-2214.0463	-593.9623	265.3153
5.18	-419.5118	-210.1398	132.6577
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 13)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.00	0.0000	0.5871	47.6874
3.03	-770.6214	-168.1429	575.4440
5.99	-683.2052	127.9153	565.4804
8.95	-1427.6772	352.0900	555.5167
11.98	0.0000	0.0000	-48.6449

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 13)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-1328.1606	537.9558	234.1453
5.18	-97.9967	71.2564	117.0726
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 13)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.55	-2214.0463	-593.9623	234.1453
5.18	-419.5118	-210.1398	117.0726
9.81	0.0000	0.0000	0.0000

Pressioni terreno

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	σ_t [kPa]
0.00	35
3.03	118
5.99	132
8.95	118
11.98	35

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	σ_t [kPa]
0.00	17
3.03	120
5.99	141
8.95	121
11.98	21

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	σ_t [kPa]
0.00	0
3.03	13
5.99	159
8.95	154
11.98	14

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	σ_t [kPa]
0.00	0
3.03	0
5.99	130
8.95	143
11.98	10

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	σ_t [kPa]
0.00	14
3.03	154
5.99	159

8.95	13
11.98	0

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	σ_t [kPa]
0.00	10
3.03	143
5.99	130
8.95	0
11.98	0

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	σ_t [kPa]
0.00	27
3.03	90
5.99	102
8.95	90
11.98	27

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	σ_t [kPa]
0.00	18
3.03	92
5.99	106
8.95	92
11.98	20

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	σ_t [kPa]
0.00	15
3.03	92
5.99	108
8.95	93
11.98	18

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	σ_t [kPa]
0.00	0
3.03	76

5.99	134
8.95	119
11.98	22

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	σ_t [kPa]
0.00	0
3.03	60
5.99	127
8.95	112
11.98	13

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 12)

X [m]	σ_t [kPa]
0.00	22
3.03	119
5.99	134
8.95	76
11.98	0

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 13)

X [m]	σ_t [kPa]
0.00	13
3.03	112
5.99	127
8.95	60
11.98	0

Verifiche combinazioni SLU

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M	Momento flettente, espresso in kNm
V	Taglio, espresso in kN
N	Sforzo normale, espresso in kN
N_u	Sforzo normale ultimo, espressa in kN
M_u	Momento ultimo, espressa in kNm
A_{fi}	Area armatura inferiore, espressa in mq
A_{fs}	Area armatura superiore, espressa in mq
CS	Coeff. di sicurezza sezione
V_{Rd}	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi senza armature trasversali, espressa in kN
V_{Rcd}	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi con armature trasversali, espressa in kN
V_{Rsd}	Aliquota taglio assorbita armature trasversali, espressa in kN
A_{sw}	Area armature trasversali nella sezione, espressa in mq

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 1.1000$ m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N_u	M_u	A_{fi}	A_{fs}	CS
1	0.00	0.00 (-1.46)	-0.38	-37.63	-1976.20	0.008495	0.005309	98.51
2	3.03	621.13 (867.76)	451.19	2083.73	4007.56	0.008495	0.005309	4.62
3	5.99	204.29 (210.28)	451.19	10527.41	4906.25	0.008495	0.005309	23.33
4	8.95	621.13 (878.40)	451.19	2051.77	3994.46	0.008495	0.005309	4.55
5	11.98	0.00 (-1.46)	-0.38	-37.63	-1976.20	0.008495	0.005309	98.51

Verifiche taglio

N°	X	A_{sw}	V	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	FS
1	0.00	0.000000	1.59	459.59	0.00	0.00	288.594
2	3.03	0.000000	-268.93	600.30	0.00	0.00	2.232
3	5.99	0.000000	6.53	600.30	0.00	0.00	91.985
4	8.95	0.000000	280.53	600.30	0.00	0.00	2.140
5	11.98	0.000000	-1.59	459.59	0.00	0.00	288.594

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.55	-1393.99 (-1393.99)	324.65	905.05	-3886.14	0.005309	0.009557	2.79
2	5.18	-174.30 (-277.83)	162.32	2671.59	-4572.67	0.005309	0.009557	16.46
3	9.81	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.005309	0.009557	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.55	0.000000	451.58	604.24	0.00	0.00	1.338
2	5.18	0.000000	112.89	581.69	0.00	0.00	5.153
3	9.81	0.000000	0.00	559.13	0.00	0.00	100.000

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.55	-1393.99 (-1393.99)	324.65	905.05	-3886.14	0.005309	0.009557	2.79
2	5.18	-174.30 (-277.83)	162.32	2671.59	-4572.67	0.005309	0.009557	16.46
3	9.81	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.005309	0.009557	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.55	0.000000	-451.58	604.24	0.00	0.00	1.338
2	5.18	0.000000	-112.89	581.69	0.00	0.00	5.153
3	9.81	0.000000	0.00	459.64	0.00	0.00	100.000

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
----	---	---	---	----------------	----------------	-----------------	-----------------	----

RELAZIONE DI CALCOLO

1	0.00	0.00 (-0.71)	-0.42	-39.27	-1975.41	0.008495	0.005309	94.61
2	3.03	755.53 (1020.87)	490.35	1886.03	3926.57	0.008495	0.005309	3.85
3	5.99	301.76 (306.88)	490.35	8449.73	5288.16	0.008495	0.005309	17.23
4	8.95	749.42 (1025.06)	490.35	1876.43	3922.64	0.008495	0.005309	3.83
5	11.98	0.00 (0.86)	-0.42	-37.26	-1976.38	0.008495	0.005309	89.76

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.00	0.000000	0.78	459.59	0.00	0.00	590.251
2	3.03	0.000000	-289.33	605.74	0.00	0.00	2.094
3	5.99	0.000000	5.58	605.74	0.00	0.00	108.523
4	8.95	0.000000	300.56	605.74	0.00	0.00	2.015
5	11.98	0.000000	-0.94	459.59	0.00	0.00	490.514

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.55	-1575.44 (-1575.44)	324.65	791.74	-3842.11	0.005309	0.009557	2.44
2	5.18	-219.66 (-341.17)	162.32	2063.14	-4336.21	0.005309	0.009557	12.71
3	9.81	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.005309	0.009557	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.55	0.000000	490.76	604.24	0.00	0.00	1.231
2	5.18	0.000000	132.49	581.69	0.00	0.00	4.390
3	9.81	0.000000	0.00	559.13	0.00	0.00	100.000

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
----	---	---	---	----------------	----------------	-----------------	-----------------	----

RELAZIONE DI CACOLO

1	0.55	-1575.44 (-1575.44)	324.65	791.74	-3842.11	0.005309	0.009557	2.44
2	5.18	-219.66 (-341.17)	162.32	2063.14	-4336.21	0.005309	0.009557	12.71
3	9.81	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.005309	0.009557	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.55	0.000000	-490.76	604.24	0.00	0.00	1.231
2	5.18	0.000000	-132.49	581.69	0.00	0.00	4.390
3	9.81	0.000000	0.00	559.13	0.00	0.00	100.000

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (0.00)	-83.29	-2922.01	-599.17	0.008495	0.005309	35.34
2	3.03	2430.35 (2838.90)	776.01	970.84	3551.66	0.008495	0.005309	1.25
3	5.99	1317.88 (1525.69)	795.87	2092.38	4011.10	0.008495	0.005309	2.63
4	8.95	1223.88 (1385.22)	815.74	2447.83	4156.71	0.008495	0.005309	3.00
5	11.98	0.00 (0.00)	81.94	18049.39	-3762.43	0.008495	0.005309	221.90

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.00	0.000000	0.00	448.15	0.00	0.00	100.000
2	3.03	0.000000	-445.49	645.43	0.00	0.00	1.449
3	5.99	0.000000	-226.60	648.19	0.00	0.00	2.861
4	8.95	0.000000	175.92	650.95	0.00	0.00	3.700
5	11.98	0.000000	0.00	470.95	0.00	0.00	100.000

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
----	---	---	---	----------------	----------------	-----------------	-----------------	----

RELAZIONE DI CALCOLO

1	0.55	-3348.43 (-3348.43)	280.80	306.38	-3653.48	0.005309	0.009557	1.09
2	5.18	-703.11 (-1008.17)	140.40	520.37	-3736.65	0.005309	0.009557	3.71
3	9.81	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.005309	0.009557	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.55	0.000000	838.97	598.15	0.00	0.00	0.713
2	5.18	0.000000	332.64	578.64	0.00	0.00	1.740
3	9.81	0.000000	0.00	459.64	0.00	0.00	100.000

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.55	-1839.04 (-1839.04)	280.80	573.71	-3757.37	0.005309	0.009557	2.04
2	5.18	-87.75 (-175.07)	140.40	3965.45	-4944.74	0.005309	0.009557	28.24
3	9.81	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.005309	0.009557	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.55	0.000000	-754.13	598.15	0.00	0.00	0.793
2	5.18	0.000000	-95.22	578.64	0.00	0.00	6.077
3	9.81	0.000000	0.00	459.64	0.00	0.00	100.000

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (0.00)	-82.85	-2947.74	-586.88	0.008495	0.005309	35.84
2	3.03	2587.26 (2921.71)	776.45	940.57	3539.26	0.008495	0.005309	1.21
3	5.99	1554.93 (1783.52)	796.32	1723.42	3859.95	0.008495	0.005309	2.16
4	8.95	1337.15 (1448.93)	816.18	2309.57	4100.07	0.008495	0.005309	2.83

5	11.98	0.00 (0.00)	81.50	18260.16	-3696.13	0.008495	0.005309	225.73
---	-------	-------------	-------	----------	----------	----------	----------	--------

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.00	0.000000	0.00	448.22	0.00	0.00	100.000
2	3.03	0.000000	-364.68	645.49	0.00	0.00	1.770
3	5.99	0.000000	-249.26	648.25	0.00	0.00	2.601
4	8.95	0.000000	121.88	651.01	0.00	0.00	5.341
5	11.98	0.000000	0.00	470.88	0.00	0.00	100.000

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.55	-3348.43 (-3348.43)	218.66	236.82	-3626.45	0.005309	0.009557	1.08
2	5.18	-703.11 (-1008.17)	109.33	400.15	-3689.92	0.005309	0.009557	3.66
3	9.81	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.005309	0.009557	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.55	0.000000	838.97	589.51	0.00	0.00	0.703
2	5.18	0.000000	332.64	574.32	0.00	0.00	1.727
3	9.81	0.000000	0.00	459.64	0.00	0.00	100.000

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.55	-1843.12 (-1843.12)	218.66	439.58	-3705.25	0.005309	0.009557	2.01
2	5.18	-86.44 (-173.80)	109.33	2942.84	-4678.09	0.005309	0.009557	26.92
3	9.81	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.005309	0.009557	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.55	0.000000	-755.01	589.51	0.00	0.00	0.781
2	5.18	0.000000	-95.26	574.32	0.00	0.00	6.029
3	9.81	0.000000	0.00	459.64	0.00	0.00	100.000

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 5 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (0.00)	81.94	18049.39	-3762.43	0.008495	0.005309	221.90
2	3.03	1223.88 (1371.32)	815.74	2480.63	4170.15	0.008495	0.005309	3.04
3	5.99	1317.88 (1540.05)	795.87	2067.64	4000.96	0.008495	0.005309	2.60
4	8.95	2430.35 (2840.06)	776.01	970.40	3551.47	0.008495	0.005309	1.25
5	11.98	0.00 (0.00)	-83.29	-2922.01	-599.17	0.008495	0.005309	35.34

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.00	0.000000	0.00	470.95	0.00	0.00	100.000
2	3.03	0.000000	-160.77	650.95	0.00	0.00	4.049
3	5.99	0.000000	242.25	648.19	0.00	0.00	2.676
4	8.95	0.000000	446.75	645.43	0.00	0.00	1.445
5	11.98	0.000000	0.00	448.15	0.00	0.00	100.000

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 5 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.55	-1839.04 (-1839.04)	280.80	573.71	-3757.37	0.005309	0.009557	2.04
2	5.18	-87.75 (-175.07)	140.40	3965.45	-4944.74	0.005309	0.009557	28.24
3	9.81	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.005309	0.009557	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.55	0.000000	754.13	598.15	0.00	0.00	0.793
2	5.18	0.000000	95.22	578.64	0.00	0.00	6.077
3	9.81	0.000000	0.00	459.64	0.00	0.00	100.000

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 5 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.55	-3348.43 (-3348.43)	280.80	306.38	-3653.48	0.005309	0.009557	1.09
2	5.18	-703.11 (-1008.17)	140.40	520.37	-3736.65	0.005309	0.009557	3.71
3	9.81	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.005309	0.009557	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.55	0.000000	-838.97	598.15	0.00	0.00	0.713
2	5.18	0.000000	-332.64	578.64	0.00	0.00	1.740
3	9.81	0.000000	0.00	559.13	0.00	0.00	100.000

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 6 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (0.00)	81.50	18260.16	-3696.13	0.008495	0.005309	225.73
2	3.03	1337.15 (1435.95)	816.18	2336.78	4111.22	0.008495	0.005309	2.86
3	5.99	1554.93 (1795.31)	796.32	1709.58	3854.28	0.008495	0.005309	2.15
4	8.95	2587.26 (2921.71)	776.45	940.57	3539.26	0.008495	0.005309	1.21
5	11.98	0.00 (0.00)	-82.85	-2947.74	-586.88	0.008495	0.005309	35.84

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.00	0.000000	0.00	470.88	0.00	0.00	100.000
2	3.03	0.000000	-107.73	651.01	0.00	0.00	6.043
3	5.99	0.000000	262.12	648.25	0.00	0.00	2.473
4	8.95	0.000000	364.68	645.49	0.00	0.00	1.770
5	11.98	0.000000	0.00	448.22	0.00	0.00	100.000

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 6 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.55	-1843.12 (-1843.12)	218.66	439.58	-3705.25	0.005309	0.009557	2.01
2	5.18	-86.44 (-173.80)	109.33	2942.84	-4678.09	0.005309	0.009557	26.92
3	9.81	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.005309	0.009557	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.55	0.000000	755.01	589.51	0.00	0.00	0.781
2	5.18	0.000000	95.26	574.32	0.00	0.00	6.029
3	9.81	0.000000	0.00	459.64	0.00	0.00	100.000

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 6 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.55	-3348.43 (-3348.43)	218.66	236.82	-3626.45	0.005309	0.009557	1.08
2	5.18	-703.11 (-1008.17)	109.33	400.15	-3689.92	0.005309	0.009557	3.66
3	9.81	0.00 (0.00)	0.00	0.00	0.00	0.005309	0.009557	1000.00

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.55	0.000000	-838.97	589.51	0.00	0.00	0.703

2	5.18	0.000000	-332.64	574.32	0.00	0.00	1.727
3	9.81	0.000000	0.00	559.13	0.00	0.00	100.000

Verifiche combinazioni SLE

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M	Momento flettente, espresso in kNm
V	Taglio, espresso in kN
N	Sforzo normale, espresso in kN
A_{fi}	Area armatura inferiore, espressa in mq
A_{fs}	Area armatura superiore, espressa in mq
σ_{fi}	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espresse in kPa
σ_{fs}	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espresse in kPa
σ_c	Tensione nel calcestruzzo, espresse in kPa
τ_c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo, espresse in kPa
A_{sw}	Area armature trasversali nella sezione, espressa in mq

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 7 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 1.1000$ m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{fi}	A_{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	0.00	0.00	-0.29	0.008495	0.005309	162	28	3
2	3.03	477.79	347.07	0.008495	0.005309	30357	44678	2456
3	5.99	157.15	347.07	0.008495	0.005309	12310	5860	925
4	8.95	477.79	347.07	0.008495	0.005309	30357	44678	2456
5	11.98	0.00	-0.29	0.008495	0.005309	162	28	3

Verifiche taglio

N°	X	A_{sw}	V	τ_c
1	0.00	0.000000	1.23	-19
2	3.03	0.000000	-206.87	-239
3	5.99	0.000000	5.02	6
4	8.95	0.000000	215.79	249
5	11.98	0.000000	-1.23	19

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 7 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 1.1000$ m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.55	-1072.30	249.73	0.005309	0.009557	112671	59716	4973
2	5.18	-134.08	124.87	0.005309	0.009557	10189	8681	687
3	9.81	0.00	0.00	0.005309	0.009557	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.55	0.000000	347.37	401
2	5.18	0.000000	86.84	100
3	9.81	0.000000	0.00	0

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 7 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.55	-1072.30	249.73	0.005309	0.009557	112671	59716	4973
2	5.18	-134.08	124.87	0.005309	0.009557	10189	8681	687
3	9.81	0.00	0.00	0.005309	0.009557	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.55	0.000000	-347.37	-401
2	5.18	0.000000	-86.84	-100
3	9.81	0.000000	0.00	0

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	-0.31	0.008495	0.005309	170	30	3

2	3.03	544.99	366.65	0.008495	0.005309	34265	52321	2783
3	5.99	205.88	366.65	0.008495	0.005309	15336	10451	1171
4	8.95	541.93	366.65	0.008495	0.005309	34099	51932	2769
5	11.98	0.00	-0.31	0.008495	0.005309	175	31	3

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ_c
1	0.00	0.000000	0.82	-19
2	3.03	0.000000	-217.07	-251
3	5.99	0.000000	4.55	5
4	8.95	0.000000	225.81	261
5	11.98	0.000000	-0.90	20

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	0.55	-1163.03	249.73	0.005309	0.009557	123139	64458	5377
2	5.18	-156.76	124.87	0.005309	0.009557	12745	9901	790
3	9.81	0.00	0.00	0.005309	0.009557	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ_c
1	0.55	0.000000	366.96	424
2	5.18	0.000000	96.64	112
3	9.81	0.000000	0.00	0

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	0.55	-1163.03	249.73	0.005309	0.009557	123139	64458	5377

2	5.18	-156.76	124.87	0.005309	0.009557	12745	9901	790
3	9.81	0.00	0.00	0.005309	0.009557	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.55	0.000000	-366.96	-424
2	5.18	0.000000	-96.64	-112
3	9.81	0.000000	0.00	0

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 9 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	-0.32	0.008495	0.005309	173	30	3
2	3.03	567.39	373.18	0.008495	0.005309	35566	54872	2892
3	5.99	222.13	373.18	0.008495	0.005309	16340	12056	1253
4	8.95	563.32	373.18	0.008495	0.005309	35345	54352	2873
5	11.98	0.00	-0.32	0.008495	0.005309	180	32	3

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.00	0.000000	0.68	-19
2	3.03	0.000000	-220.47	-255
3	5.99	0.000000	4.39	5
4	8.95	0.000000	229.15	265
5	11.98	0.000000	-0.79	20

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 9 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.55	-1193.27	249.73	0.005309	0.009557	126628	66039	5512

2	5.18	-164.32	124.87	0.005309	0.009557	13601	10306	825
3	9.81	0.00	0.00	0.005309	0.009557	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.55	0.000000	373.49	431
2	5.18	0.000000	99.90	115
3	9.81	0.000000	0.00	0

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 9 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.55	-1193.27	249.73	0.005309	0.009557	126628	66039	5512
2	5.18	-164.32	124.87	0.005309	0.009557	13601	10306	825
3	9.81	0.00	0.00	0.005309	0.009557	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.55	0.000000	-373.49	-431
2	5.18	0.000000	-99.90	-115
3	9.81	0.000000	0.00	0

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 10 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	-48.31	0.008495	0.005309	4679	2727	0
2	3.03	1365.61	555.85	0.008495	0.005309	81081	148486	6727
3	5.99	612.44	565.81	0.008495	0.005309	40341	51793	3220
4	8.95	736.33	575.78	0.008495	0.005309	47280	66973	3810
5	11.98	0.00	47.35	0.008495	0.005309	545	535	36

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ_c
1	0.00	0.000000	0.00	-20
2	3.03	0.000000	-362.25	-418
3	5.99	0.000000	-108.14	-125
4	8.95	0.000000	196.78	227
5	11.98	0.000000	-1.00	19

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 10 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	0.55	-2214.05	265.32	0.005309	0.009557	243796	119562	10063
2	5.18	-419.51	132.66	0.005309	0.009557	42544	23866	1973
3	9.81	0.00	0.00	0.005309	0.009557	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ_c
1	0.55	0.000000	593.96	686
2	5.18	0.000000	210.14	243
3	9.81	0.000000	0.00	0

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 10 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	0.55	-1334.10	265.32	0.005309	0.009557	142190	73627	6151
2	5.18	-98.00	132.66	0.005309	0.009557	5923	6796	526
3	9.81	0.00	0.00	0.005309	0.009557	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.55	0.000000	-538.63	-622
2	5.18	0.000000	-71.26	-82
3	9.81	0.000000	0.00	0

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 11 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	-48.64	0.008495	0.005309	4708	2748	0
2	3.03	1427.68	555.52	0.008495	0.005309	84410	156492	7014
3	5.99	683.21	565.48	0.008495	0.005309	44241	60721	3554
4	8.95	770.62	575.44	0.008495	0.005309	49154	71339	3971
5	11.98	0.00	47.69	0.008495	0.005309	548	540	37

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.00	0.000000	0.00	-20
2	3.03	0.000000	-346.16	-400
3	5.99	0.000000	-115.43	-133
4	8.95	0.000000	179.21	207
5	11.98	0.000000	-0.59	19

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 11 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.55	-2214.05	234.15	0.005309	0.009557	245199	119085	10036
2	5.18	-419.51	117.07	0.005309	0.009557	43226	23643	1961
3	9.81	0.00	0.00	0.005309	0.009557	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.55	0.000000	593.96	686
2	5.18	0.000000	210.14	243
3	9.81	0.000000	0.00	0

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 11 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.55	-1328.16	234.15	0.005309	0.009557	142892	72854	6099
2	5.18	-98.00	117.07	0.005309	0.009557	6478	6632	518
3	9.81	0.00	0.00	0.005309	0.009557	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.55	0.000000	-537.96	-621
2	5.18	0.000000	-71.26	-82
3	9.81	0.000000	0.00	0

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 12 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo 1]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	47.35	0.008495	0.005309	545	535	36
2	3.03	736.33	575.78	0.008495	0.005309	47280	66973	3810
3	5.99	612.44	565.81	0.008495	0.005309	40341	51793	3220
4	8.95	1365.61	555.85	0.008495	0.005309	81081	148486	6727
5	11.98	0.00	-48.31	0.008495	0.005309	4679	2727	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
----	---	-----------------	---	----------------

1	0.00	0.000000	1.00	-19
2	3.03	0.000000	-185.05	-214
3	5.99	0.000000	121.41	140
4	8.95	0.000000	369.77	427
5	11.98	0.000000	0.00	20

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 12 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.55	-1334.10	265.32	0.005309	0.009557	142190	73627	6151
2	5.18	-98.00	132.66	0.005309	0.009557	5923	6796	526
3	9.81	0.00	0.00	0.005309	0.009557	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.55	0.000000	538.63	622
2	5.18	0.000000	71.26	82
3	9.81	0.000000	0.00	0

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 12 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.55	-2214.05	265.32	0.005309	0.009557	243796	119562	10063
2	5.18	-419.51	132.66	0.005309	0.009557	42544	23866	1973
3	9.81	0.00	0.00	0.005309	0.009557	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.55	0.000000	-593.96	-686
2	5.18	0.000000	-210.14	-243

3 9.81 0.000000 0.00 0

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	47.69	0.008495	0.005309	548	540	37
2	3.03	770.62	575.44	0.008495	0.005309	49154	71339	3971
3	5.99	683.21	565.48	0.008495	0.005309	44241	60721	3554
4	8.95	1427.68	555.52	0.008495	0.005309	84410	156492	7014
5	11.98	0.00	-48.64	0.008495	0.005309	4708	2748	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.00	0.000000	0.59	-19
2	3.03	0.000000	-168.14	-194
3	5.99	0.000000	127.92	148
4	8.95	0.000000	352.09	407
5	11.98	0.000000	0.00	20

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.55	-1328.16	234.15	0.005309	0.009557	142892	72854	6099
2	5.18	-98.00	117.07	0.005309	0.009557	6478	6632	518
3	9.81	0.00	0.00	0.005309	0.009557	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.55	0.000000	537.96	621
2	5.18	0.000000	71.26	82

3 9.81 0.000000 0.00 0

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.55	-2214.05	234.15	0.005309	0.009557	245199	119085	10036
2	5.18	-419.51	117.07	0.005309	0.009557	43226	23643	1961
3	9.81	0.00	0.00	0.005309	0.009557	0	0	0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.55	0.000000	-593.96	-686
2	5.18	0.000000	-210.14	-243
3	9.81	0.000000	0.00	0

Verifiche fessurazione

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X_i	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M_p	Momento, espresse in kNm
M_n	Momento, espresse in kNm
w_k	Ampiezza fessure, espresse in mm
w_{lim}	Apertura limite fessure, espresse in mm
s	Distanza media tra le fessure, espresse in mm
ϵ_{sm}	Deformazione nelle fessure, espresse in [%]

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 7 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.08	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	-0.67	0.00	0.30	0.00	0.000
2	3.03	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	477.79	0.00	0.30	0.00	0.000
3	5.99	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	157.15	0.00	0.30	0.00	0.000
4	8.95	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	477.79	0.00	0.30	0.00	0.000
5	11.90	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	-0.67	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 7 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.55	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-1072.30	0.05	0.30	71.29	0.038
2	5.18	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-134.08	0.00	0.30	0.00	0.000
3	9.81	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 7 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.55	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-1072.30	0.05	0.30	71.29	0.038
2	5.18	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-134.08	0.00	0.30	0.00	0.000
3	9.81	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
----	---	----------	----------	-------	-------	---	---	-----------	-------	-----------------

RELAZIONE DI CALCOLO

1	0.08	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	-0.71	0.00	0.40	0.00	0.000
2	3.03	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	544.99	0.00	0.40	0.00	0.000
3	5.99	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	205.88	0.00	0.40	0.00	0.000
4	8.95	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	541.93	0.00	0.40	0.00	0.000
5	11.90	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	-0.73	0.00	0.40	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.55	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-1163.03	0.05	0.40	71.29	0.043
2	5.18	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-156.76	0.00	0.40	0.00	0.000
3	9.81	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	0.00	0.00	0.40	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 8 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.55	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-1163.03	0.05	0.40	71.29	0.043
2	5.18	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-156.76	0.00	0.40	0.00	0.000
3	9.81	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	0.00	0.00	0.40	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 9 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.08	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	-0.72	0.00	100.00	0.00	0.000
2	3.03	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	567.39	0.00	100.00	0.00	0.000
3	5.99	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	222.13	0.00	100.00	0.00	0.000
4	8.95	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	563.32	0.00	100.00	0.00	0.000
5	11.90	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	-0.75	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 9 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.55	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-1193.27	0.05	100.00	71.29	0.044
2	5.18	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-164.32	0.00	100.00	0.00	0.000
3	9.81	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 9 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.55	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-1193.27	0.05	100.00	71.29	0.044
2	5.18	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-164.32	0.00	100.00	0.00	0.000
3	9.81	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 10 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.08	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	-0.79	0.00	0.30	0.00	0.000
2	3.03	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	1365.61	0.07	0.30	78.18	0.053
3	5.99	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	612.44	0.00	0.30	0.00	0.000
4	8.95	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	736.33	0.00	0.30	0.00	0.000
5	11.90	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	-0.70	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 10 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.55	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-2214.05	0.12	0.30	71.29	0.100
2	5.18	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-419.51	0.00	0.30	0.00	0.000
3	9.81	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 10 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.55	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-1334.10	0.06	0.30	71.29	0.052
2	5.18	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-98.00	0.00	0.30	0.00	0.000
3	9.81	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 11 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.08	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	-0.77	0.00	0.30	0.00	0.000

RELAZIONE DI CALCOLO

2	3.03	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	1427.68	0.08	0.30	78.18	0.057
3	5.99	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	683.21	0.00	0.30	0.00	0.000
4	8.95	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	770.62	0.00	0.30	0.00	0.000
5	11.90	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	-0.72	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 11 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.55	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-2214.05	0.12	0.30	71.29	0.101
2	5.18	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-419.51	0.00	0.30	0.00	0.000
3	9.81	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 11 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.55	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-1328.16	0.06	0.30	71.29	0.052
2	5.18	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-98.00	0.00	0.30	0.00	0.000
3	9.81	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 12 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.08	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	-0.70	0.00	0.30	0.00	0.000
2	3.03	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	736.33	0.00	0.30	0.00	0.000
3	5.99	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	612.44	0.00	0.30	0.00	0.000
4	8.95	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	1365.61	0.07	0.30	78.18	0.053
5	11.90	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	-0.79	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 12 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.55	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-1334.10	0.06	0.30	71.29	0.052
2	5.18	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-98.00	0.00	0.30	0.00	0.000
3	9.81	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 12 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.55	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-2214.05	0.12	0.30	71.29	0.100
2	5.18	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-419.51	0.00	0.30	0.00	0.000
3	9.81	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.08	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	-0.72	0.00	0.30	0.00	0.000
2	3.03	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	770.62	0.00	0.30	0.00	0.000
3	5.99	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	683.21	0.00	0.30	0.00	0.000
4	8.95	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	1427.68	0.08	0.30	78.18	0.057
5	11.90	0.008495	0.005309	803.90	-754.90	-0.77	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.55	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-1328.16	0.06	0.30	71.29	0.052
2	5.18	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-98.00	0.00	0.30	0.00	0.000
3	9.81	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.55	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-2214.05	0.12	0.30	71.29	0.101
2	5.18	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	-419.51	0.00	0.30	0.00	0.000
3	9.81	0.005309	0.009557	758.69	-824.11	0.00	0.00	0.30	0.00	0.000

Inviluppo spostamenti nodali

Inviluppo spostamenti fondazione

X [m]	u_{xmin} [m]	u_{xmax} [m]	u_{ymin} [m]	u_{ymax} [m]
0.00	-0.013674	0.013899	-0.011827	0.000813
3.03	-0.013724	0.013857	-0.001315	0.003527
5.99	-0.013791	0.013791	0.002336	0.003642
8.95	-0.013857	0.013724	-0.001315	0.003527
11.89	-0.013899	0.013674	-0.011827	0.000813

Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y [m]	u_{xmin} [m]	u_{xmax} [m]	u_{ymin} [m]	u_{ymax} [m]
0.55	-0.013676	0.013901	-0.007777	0.001677
5.18	-0.004521	0.039430	-0.007756	0.001705
9.81	0.005897	0.070240	-0.007749	0.001714

Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y [m]	u_{xmin} [m]	u_{xmax} [m]	u_{ymin} [m]	u_{ymax} [m]
0.55	-0.013901	0.013676	-0.007777	0.001677
5.18	-0.039430	0.004521	-0.007756	0.001705
9.81	-0.070240	-0.005897	-0.007749	0.001714

Inviluppo sollecitazioni nodali

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M_{min} [kNm]	M_{max} [kNm]	V_{min} [kN]	V_{max} [kN]	N_{min} [kN]	N_{max} [kN]
0.00	0.00	0.00	0.00	1.59	-83.29	81.94
3.03	-2587.26	-477.79	-445.49	-107.73	347.07	816.18
5.99	-1554.93	-157.15	-249.26	262.12	347.07	796.32
8.95	-2587.26	-477.79	121.88	446.75	347.07	816.18
11.98	0.00	0.00	-1.59	0.00	-83.29	81.94

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.55	-3348.43	-1072.30	347.37	838.97	218.66	324.65
5.18	-703.11	-86.44	71.26	332.64	109.33	162.32
9.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.55	-3348.43	-1072.30	-838.97	-347.37	218.66	324.65
5.18	-703.11	-86.44	-332.64	-71.26	109.33	162.32
9.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Inviluppo pressioni terreno

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ_{tmin} [kPa]	σ_{tmax} [kPa]
0.00	0	35
3.03	0	154
5.99	102	159
8.95	0	154
11.98	0	35

Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

X	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.00	0.008495	0.005309	35.34
3.03	0.008495	0.005309	1.21
5.99	0.008495	0.005309	2.15
8.95	0.008495	0.005309	1.21
11.98	0.008495	0.005309	35.34

X	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0.00	459.59	0.00	0.00	0.000000
3.03	600.30	0.00	0.00	0.000000
5.99	600.30	0.00	0.00	0.000000
8.95	600.30	0.00	0.00	0.000000
11.98	459.59	0.00	0.00	0.000000

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.55	0.005309	0.009557	1.08
5.18	0.005309	0.009557	3.66
9.81	0.005309	0.009557	1000.00

Y	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0.55	604.24	0.00	0.00	0.000000
5.18	581.69	0.00	0.00	0.000000
9.81	559.13	0.00	0.00	0.000000

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.55	0.005309	0.009557	1.08
5.18	0.005309	0.009557	3.66
9.81	0.005309	0.009557	1000.00

Y	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0.55	604.24	0.00	0.00	0.000000
5.18	581.69	0.00	0.00	0.000000
9.81	459.64	0.00	0.00	0.000000

Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

X	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.00	0.008495	0.005309	37	2748	4708
3.03	0.008495	0.005309	7014	156492	84410
5.99	0.008495	0.005309	3554	60721	44241
8.95	0.008495	0.005309	7014	156492	84410
11.98	0.008495	0.005309	37	2748	4708

X	τ _c	A _{sw}
0.00	-20	0.000000
3.03	-418	0.000000
5.99	148	0.000000
8.95	427	0.000000
11.98	20	0.000000

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Y	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.55	0.005309	0.009557	10063	119562	245199
5.18	0.005309	0.009557	1973	23866	43226
9.81	0.005309	0.009557	0	0	0

Y	τ _c	A _{sw}
0.55	686	0.000000
5.18	243	0.000000
9.81	0	0.000000

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 1.1000 m

Y	A _{fi}	A _{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.55	0.005309	0.009557	10063	119562	245199
5.18	0.005309	0.009557	1973	23866	43226
9.81	0.005309	0.009557	0	0	0

Y	τ_c	A _{sw}
0.55	-686	0.000000
5.18	-243	0.000000
9.81	0	0.000000

Verifiche geotecniche

Simbologia adottata

IC Indice della combinazione

N_c, N_q, N_γ Fattori di capacità portante

N_c, N_q, N_γ Fattori di capacità portante corretti per effetto forma, inclinazione del carico, affondamento, etc.

q_u Portanza ultima del terreno, espressa in [kPa]

Q_U Portanza ultima del terreno, espressa in [kN]/m

Q_V Carico verticale al piano di posa, espressa in [kN]/m

FS Fattore di sicurezza a carico limite

IC	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ	q_u	Q_U	Q_V	FS
1	46.12 107.77	33.30	33.92	61.23	40.24	33.92	11361	136101.19	1262.93	
2	46.12 106.64	33.30	33.92	61.23	40.24	33.92	11303	135404.81	1269.68	
3	46.12	33.30	33.92	9.08	6.99	2.36	1203	14412.54	1073.82	13.42
4	46.12	33.30	33.92	4.63	4.16	0.95	628	7526.80	869.15	8.66
5	46.12	33.30	33.92	9.08	6.99	2.36	1203	14412.54	1073.82	13.42
6	46.12	33.30	33.92	4.63	4.16	0.95	628	7526.80	869.15	8.66

Schema Strutturale

Area ed Inerzia elementi

Destinazione	Area [mq]	Inerzia [m ⁴]
Fondazione	1.100000	0.1109166667
Piedritto sinistro	1.100000	0.1109166667
Piedritto destro	1.100000	0.1109166667

Simbologia adottata ed unità di misura

<i>N</i>	indice elemento
<i>N_i</i>	indice nodo iniziale elemento
<i>N_j</i>	indice nodo finale elemento
(<i>X_i</i> , <i>Y_i</i>)	coordinate nodo iniziale, espresse in m
(<i>X_j</i> , <i>Y_j</i>)	coordinate nodo finale, espresse in m
<i>Dest</i>	appartenenza elemento

N	N _i	N _j	X _i	Y _i	X _j	Y _j	Dest
1	1	2	0.0000	0.5500	0.0900	0.5500	Fond
2	2	3	0.0900	0.5500	0.1800	0.5500	Fond
3	3	4	0.1800	0.5500	0.2700	0.5500	Fond
4	4	5	0.2700	0.5500	0.3600	0.5500	Fond
5	5	6	0.3600	0.5500	0.4500	0.5500	Fond
6	6	7	0.4500	0.5500	0.5417	0.5500	Fond
7	7	8	0.5417	0.5500	0.6333	0.5500	Fond
8	8	9	0.6333	0.5500	0.7250	0.5500	Fond
9	9	10	0.7250	0.5500	0.8167	0.5500	Fond
10	10	11	0.8167	0.5500	0.9083	0.5500	Fond
11	11	12	0.9083	0.5500	1.0000	0.5500	Fond
12	12	13	1.0000	0.5500	1.0917	0.5500	Fond
13	13	14	1.0917	0.5500	1.1833	0.5500	Fond
14	14	15	1.1833	0.5500	1.2750	0.5500	Fond
15	15	16	1.2750	0.5500	1.3667	0.5500	Fond
16	16	17	1.3667	0.5500	1.4583	0.5500	Fond
17	17	18	1.4583	0.5500	1.5500	0.5500	Fond
18	18	19	1.5500	0.5500	1.6487	0.5500	Fond
19	19	20	1.6487	0.5500	1.7473	0.5500	Fond
20	20	21	1.7473	0.5500	1.8460	0.5500	Fond
21	21	22	1.8460	0.5500	1.9447	0.5500	Fond
22	22	23	1.9447	0.5500	2.0433	0.5500	Fond
23	23	24	2.0433	0.5500	2.1420	0.5500	Fond
24	24	25	2.1420	0.5500	2.2407	0.5500	Fond
25	25	26	2.2407	0.5500	2.3393	0.5500	Fond

RELAZIONE DI CACOLO

26	26	27	2.3393	0.5500	2.4380	0.5500	Fond
27	27	28	2.4380	0.5500	2.5367	0.5500	Fond
28	28	29	2.5367	0.5500	2.6353	0.5500	Fond
29	29	30	2.6353	0.5500	2.7340	0.5500	Fond
30	30	31	2.7340	0.5500	2.8327	0.5500	Fond
31	31	32	2.8327	0.5500	2.9313	0.5500	Fond
32	32	33	2.9313	0.5500	3.0300	0.5500	Fond
33	33	34	3.0300	0.5500	3.1287	0.5500	Fond
34	34	35	3.1287	0.5500	3.2273	0.5500	Fond
35	35	36	3.2273	0.5500	3.3260	0.5500	Fond
36	36	37	3.3260	0.5500	3.4247	0.5500	Fond
37	37	38	3.4247	0.5500	3.5233	0.5500	Fond
38	38	39	3.5233	0.5500	3.6220	0.5500	Fond
39	39	40	3.6220	0.5500	3.7207	0.5500	Fond
40	40	41	3.7207	0.5500	3.8193	0.5500	Fond
41	41	42	3.8193	0.5500	3.9180	0.5500	Fond
42	42	43	3.9180	0.5500	4.0167	0.5500	Fond
43	43	44	4.0167	0.5500	4.1153	0.5500	Fond
44	44	45	4.1153	0.5500	4.2140	0.5500	Fond
45	45	46	4.2140	0.5500	4.3127	0.5500	Fond
46	46	47	4.3127	0.5500	4.4113	0.5500	Fond
47	47	48	4.4113	0.5500	4.5100	0.5500	Fond
48	48	49	4.5100	0.5500	4.6087	0.5500	Fond
49	49	50	4.6087	0.5500	4.7073	0.5500	Fond
50	50	51	4.7073	0.5500	4.8060	0.5500	Fond
51	51	52	4.8060	0.5500	4.9047	0.5500	Fond
52	52	53	4.9047	0.5500	5.0033	0.5500	Fond
53	53	54	5.0033	0.5500	5.1020	0.5500	Fond
54	54	55	5.1020	0.5500	5.2007	0.5500	Fond
55	55	56	5.2007	0.5500	5.2993	0.5500	Fond
56	56	57	5.2993	0.5500	5.3980	0.5500	Fond
57	57	58	5.3980	0.5500	5.4967	0.5500	Fond
58	58	59	5.4967	0.5500	5.5953	0.5500	Fond
59	59	60	5.5953	0.5500	5.6940	0.5500	Fond
60	60	61	5.6940	0.5500	5.7927	0.5500	Fond
61	61	62	5.7927	0.5500	5.8913	0.5500	Fond
62	62	63	5.8913	0.5500	5.9900	0.5500	Fond
63	63	64	5.9900	0.5500	6.0887	0.5500	Fond
64	64	65	6.0887	0.5500	6.1873	0.5500	Fond
65	65	66	6.1873	0.5500	6.2860	0.5500	Fond
66	66	67	6.2860	0.5500	6.3847	0.5500	Fond
67	67	68	6.3847	0.5500	6.4833	0.5500	Fond
68	68	69	6.4833	0.5500	6.5820	0.5500	Fond
69	69	70	6.5820	0.5500	6.6807	0.5500	Fond

RELAZIONE DI CACOLO

70	70	71	6.6807	0.5500	6.7793	0.5500	Fond
71	71	72	6.7793	0.5500	6.8780	0.5500	Fond
72	72	73	6.8780	0.5500	6.9767	0.5500	Fond
73	73	74	6.9767	0.5500	7.0753	0.5500	Fond
74	74	75	7.0753	0.5500	7.1740	0.5500	Fond
75	75	76	7.1740	0.5500	7.2727	0.5500	Fond
76	76	77	7.2727	0.5500	7.3713	0.5500	Fond
77	77	78	7.3713	0.5500	7.4700	0.5500	Fond
78	78	79	7.4700	0.5500	7.5687	0.5500	Fond
79	79	80	7.5687	0.5500	7.6673	0.5500	Fond
80	80	81	7.6673	0.5500	7.7660	0.5500	Fond
81	81	82	7.7660	0.5500	7.8647	0.5500	Fond
82	82	83	7.8647	0.5500	7.9633	0.5500	Fond
83	83	84	7.9633	0.5500	8.0620	0.5500	Fond
84	84	85	8.0620	0.5500	8.1607	0.5500	Fond
85	85	86	8.1607	0.5500	8.2593	0.5500	Fond
86	86	87	8.2593	0.5500	8.3580	0.5500	Fond
87	87	88	8.3580	0.5500	8.4567	0.5500	Fond
88	88	89	8.4567	0.5500	8.5553	0.5500	Fond
89	89	90	8.5553	0.5500	8.6540	0.5500	Fond
90	90	91	8.6540	0.5500	8.7527	0.5500	Fond
91	91	92	8.7527	0.5500	8.8513	0.5500	Fond
92	92	93	8.8513	0.5500	8.9500	0.5500	Fond
93	93	94	8.9500	0.5500	9.0487	0.5500	Fond
94	94	95	9.0487	0.5500	9.1473	0.5500	Fond
95	95	96	9.1473	0.5500	9.2460	0.5500	Fond
96	96	97	9.2460	0.5500	9.3447	0.5500	Fond
97	97	98	9.3447	0.5500	9.4433	0.5500	Fond
98	98	99	9.4433	0.5500	9.5420	0.5500	Fond
99	99	100	9.5420	0.5500	9.6407	0.5500	Fond
100	100	101	9.6407	0.5500	9.7393	0.5500	Fond
101	101	102	9.7393	0.5500	9.8380	0.5500	Fond
102	102	103	9.8380	0.5500	9.9367	0.5500	Fond
103	103	104	9.9367	0.5500	10.0353	0.5500	Fond
104	104	105	10.0353	0.5500	10.1340	0.5500	Fond
105	105	106	10.1340	0.5500	10.2327	0.5500	Fond
106	106	107	10.2327	0.5500	10.3313	0.5500	Fond
107	107	108	10.3313	0.5500	10.4300	0.5500	Fond
108	108	109	10.4300	0.5500	10.5217	0.5500	Fond
109	109	110	10.5217	0.5500	10.6133	0.5500	Fond
110	110	111	10.6133	0.5500	10.7050	0.5500	Fond
111	111	112	10.7050	0.5500	10.7967	0.5500	Fond
112	112	113	10.7967	0.5500	10.8883	0.5500	Fond
113	113	114	10.8883	0.5500	10.9800	0.5500	Fond

RELAZIONE DI CACOLO

114	114	115	10.9800	0.5500	11.0717	0.5500	Fond
115	115	116	11.0717	0.5500	11.1633	0.5500	Fond
116	116	117	11.1633	0.5500	11.2550	0.5500	Fond
117	117	118	11.2550	0.5500	11.3467	0.5500	Fond
118	118	119	11.3467	0.5500	11.4383	0.5500	Fond
119	119	120	11.4383	0.5500	11.5300	0.5500	Fond
120	120	121	11.5300	0.5500	11.6200	0.5500	Fond
121	121	122	11.6200	0.5500	11.7100	0.5500	Fond
122	122	123	11.7100	0.5500	11.8000	0.5500	Fond
123	123	124	11.8000	0.5500	11.8900	0.5500	Fond
124	124	125	11.8900	0.5500	11.9800	0.5500	Fond
125	12	253	1.0000	0.5500	1.0000	0.6485	PiedL
126	253	254	1.0000	0.6485	1.0000	0.7470	PiedL
127	254	255	1.0000	0.7470	1.0000	0.8455	PiedL
128	255	256	1.0000	0.8455	1.0000	0.9440	PiedL
129	256	257	1.0000	0.9440	1.0000	1.0426	PiedL
130	257	258	1.0000	1.0426	1.0000	1.1411	PiedL
131	258	259	1.0000	1.1411	1.0000	1.2396	PiedL
132	259	260	1.0000	1.2396	1.0000	1.3381	PiedL
133	260	261	1.0000	1.3381	1.0000	1.4366	PiedL
134	261	262	1.0000	1.4366	1.0000	1.5351	PiedL
135	262	263	1.0000	1.5351	1.0000	1.6336	PiedL
136	263	264	1.0000	1.6336	1.0000	1.7321	PiedL
137	264	265	1.0000	1.7321	1.0000	1.8306	PiedL
138	265	266	1.0000	1.8306	1.0000	1.9291	PiedL
139	266	267	1.0000	1.9291	1.0000	2.0277	PiedL
140	267	268	1.0000	2.0277	1.0000	2.1262	PiedL
141	268	269	1.0000	2.1262	1.0000	2.2247	PiedL
142	269	270	1.0000	2.2247	1.0000	2.3232	PiedL
143	270	271	1.0000	2.3232	1.0000	2.4217	PiedL
144	271	272	1.0000	2.4217	1.0000	2.5202	PiedL
145	272	273	1.0000	2.5202	1.0000	2.6187	PiedL
146	273	274	1.0000	2.6187	1.0000	2.7172	PiedL
147	274	275	1.0000	2.7172	1.0000	2.8157	PiedL
148	275	276	1.0000	2.8157	1.0000	2.9143	PiedL
149	276	277	1.0000	2.9143	1.0000	3.0128	PiedL
150	277	278	1.0000	3.0128	1.0000	3.1113	PiedL
151	278	279	1.0000	3.1113	1.0000	3.2098	PiedL
152	279	280	1.0000	3.2098	1.0000	3.3083	PiedL
153	280	281	1.0000	3.3083	1.0000	3.4068	PiedL
154	281	282	1.0000	3.4068	1.0000	3.5053	PiedL
155	282	283	1.0000	3.5053	1.0000	3.6038	PiedL
156	283	284	1.0000	3.6038	1.0000	3.7023	PiedL
157	284	285	1.0000	3.7023	1.0000	3.8009	PiedL

RELAZIONE DI CACOLO

158	285	286	1.0000	3.8009	1.0000	3.8994	PiedL
159	286	287	1.0000	3.8994	1.0000	3.9979	PiedL
160	287	288	1.0000	3.9979	1.0000	4.0964	PiedL
161	288	289	1.0000	4.0964	1.0000	4.1949	PiedL
162	289	290	1.0000	4.1949	1.0000	4.2934	PiedL
163	290	291	1.0000	4.2934	1.0000	4.3919	PiedL
164	291	292	1.0000	4.3919	1.0000	4.4904	PiedL
165	292	293	1.0000	4.4904	1.0000	4.5889	PiedL
166	293	294	1.0000	4.5889	1.0000	4.6874	PiedL
167	294	295	1.0000	4.6874	1.0000	4.7860	PiedL
168	295	296	1.0000	4.7860	1.0000	4.8845	PiedL
169	296	297	1.0000	4.8845	1.0000	4.9830	PiedL
170	297	298	1.0000	4.9830	1.0000	5.0815	PiedL
171	298	299	1.0000	5.0815	1.0000	5.1800	PiedL
172	299	300	1.0000	5.1800	1.0000	5.2785	PiedL
173	300	301	1.0000	5.2785	1.0000	5.3770	PiedL
174	301	302	1.0000	5.3770	1.0000	5.4755	PiedL
175	302	303	1.0000	5.4755	1.0000	5.5740	PiedL
176	303	304	1.0000	5.5740	1.0000	5.6726	PiedL
177	304	305	1.0000	5.6726	1.0000	5.7711	PiedL
178	305	306	1.0000	5.7711	1.0000	5.8696	PiedL
179	306	307	1.0000	5.8696	1.0000	5.9681	PiedL
180	307	308	1.0000	5.9681	1.0000	6.0666	PiedL
181	308	309	1.0000	6.0666	1.0000	6.1651	PiedL
182	309	310	1.0000	6.1651	1.0000	6.2636	PiedL
183	310	311	1.0000	6.2636	1.0000	6.3621	PiedL
184	311	312	1.0000	6.3621	1.0000	6.4606	PiedL
185	312	313	1.0000	6.4606	1.0000	6.5591	PiedL
186	313	314	1.0000	6.5591	1.0000	6.6577	PiedL
187	314	315	1.0000	6.6577	1.0000	6.7562	PiedL
188	315	316	1.0000	6.7562	1.0000	6.8547	PiedL
189	316	317	1.0000	6.8547	1.0000	6.9532	PiedL
190	317	318	1.0000	6.9532	1.0000	7.0517	PiedL
191	318	319	1.0000	7.0517	1.0000	7.1502	PiedL
192	319	320	1.0000	7.1502	1.0000	7.2487	PiedL
193	320	321	1.0000	7.2487	1.0000	7.3472	PiedL
194	321	322	1.0000	7.3472	1.0000	7.4457	PiedL
195	322	323	1.0000	7.4457	1.0000	7.5443	PiedL
196	323	324	1.0000	7.5443	1.0000	7.6428	PiedL
197	324	325	1.0000	7.6428	1.0000	7.7413	PiedL
198	325	326	1.0000	7.7413	1.0000	7.8398	PiedL
199	326	327	1.0000	7.8398	1.0000	7.9383	PiedL
200	327	328	1.0000	7.9383	1.0000	8.0368	PiedL
201	328	329	1.0000	8.0368	1.0000	8.1353	PiedL

RELAZIONE DI CACOLO

202	329	330	1.0000	8.1353	1.0000	8.2338	PiedL
203	330	331	1.0000	8.2338	1.0000	8.3323	PiedL
204	331	332	1.0000	8.3323	1.0000	8.4309	PiedL
205	332	333	1.0000	8.4309	1.0000	8.5294	PiedL
206	333	334	1.0000	8.5294	1.0000	8.6279	PiedL
207	334	335	1.0000	8.6279	1.0000	8.7264	PiedL
208	335	336	1.0000	8.7264	1.0000	8.8249	PiedL
209	336	337	1.0000	8.8249	1.0000	8.9234	PiedL
210	337	338	1.0000	8.9234	1.0000	9.0219	PiedL
211	338	339	1.0000	9.0219	1.0000	9.1204	PiedL
212	339	340	1.0000	9.1204	1.0000	9.2189	PiedL
213	340	341	1.0000	9.2189	1.0000	9.3174	PiedL
214	341	342	1.0000	9.3174	1.0000	9.4160	PiedL
215	342	343	1.0000	9.4160	1.0000	9.5145	PiedL
216	343	344	1.0000	9.5145	1.0000	9.6130	PiedL
217	344	345	1.0000	9.6130	1.0000	9.7115	PiedL
218	345	346	1.0000	9.7115	1.0000	9.8100	PiedL
219	114	441	10.9800	0.5500	10.9800	0.6485	PiedR
220	441	442	10.9800	0.6485	10.9800	0.7470	PiedR
221	442	443	10.9800	0.7470	10.9800	0.8455	PiedR
222	443	444	10.9800	0.8455	10.9800	0.9440	PiedR
223	444	445	10.9800	0.9440	10.9800	1.0426	PiedR
224	445	446	10.9800	1.0426	10.9800	1.1411	PiedR
225	446	447	10.9800	1.1411	10.9800	1.2396	PiedR
226	447	448	10.9800	1.2396	10.9800	1.3381	PiedR
227	448	449	10.9800	1.3381	10.9800	1.4366	PiedR
228	449	450	10.9800	1.4366	10.9800	1.5351	PiedR
229	450	451	10.9800	1.5351	10.9800	1.6336	PiedR
230	451	452	10.9800	1.6336	10.9800	1.7321	PiedR
231	452	453	10.9800	1.7321	10.9800	1.8306	PiedR
232	453	454	10.9800	1.8306	10.9800	1.9291	PiedR
233	454	455	10.9800	1.9291	10.9800	2.0277	PiedR
234	455	456	10.9800	2.0277	10.9800	2.1262	PiedR
235	456	457	10.9800	2.1262	10.9800	2.2247	PiedR
236	457	458	10.9800	2.2247	10.9800	2.3232	PiedR
237	458	459	10.9800	2.3232	10.9800	2.4217	PiedR
238	459	460	10.9800	2.4217	10.9800	2.5202	PiedR
239	460	461	10.9800	2.5202	10.9800	2.6187	PiedR
240	461	462	10.9800	2.6187	10.9800	2.7172	PiedR
241	462	463	10.9800	2.7172	10.9800	2.8157	PiedR
242	463	464	10.9800	2.8157	10.9800	2.9143	PiedR
243	464	465	10.9800	2.9143	10.9800	3.0128	PiedR
244	465	466	10.9800	3.0128	10.9800	3.1113	PiedR
245	466	467	10.9800	3.1113	10.9800	3.2098	PiedR

RELAZIONE DI CACOLO

246	467	468	10.9800	3.2098	10.9800	3.3083	PiedR
247	468	469	10.9800	3.3083	10.9800	3.4068	PiedR
248	469	470	10.9800	3.4068	10.9800	3.5053	PiedR
249	470	471	10.9800	3.5053	10.9800	3.6038	PiedR
250	471	472	10.9800	3.6038	10.9800	3.7023	PiedR
251	472	473	10.9800	3.7023	10.9800	3.8009	PiedR
252	473	474	10.9800	3.8009	10.9800	3.8994	PiedR
253	474	475	10.9800	3.8994	10.9800	3.9979	PiedR
254	475	476	10.9800	3.9979	10.9800	4.0964	PiedR
255	476	477	10.9800	4.0964	10.9800	4.1949	PiedR
256	477	478	10.9800	4.1949	10.9800	4.2934	PiedR
257	478	479	10.9800	4.2934	10.9800	4.3919	PiedR
258	479	480	10.9800	4.3919	10.9800	4.4904	PiedR
259	480	481	10.9800	4.4904	10.9800	4.5889	PiedR
260	481	482	10.9800	4.5889	10.9800	4.6874	PiedR
261	482	483	10.9800	4.6874	10.9800	4.7860	PiedR
262	483	484	10.9800	4.7860	10.9800	4.8845	PiedR
263	484	485	10.9800	4.8845	10.9800	4.9830	PiedR
264	485	486	10.9800	4.9830	10.9800	5.0815	PiedR
265	486	487	10.9800	5.0815	10.9800	5.1800	PiedR
266	487	488	10.9800	5.1800	10.9800	5.2785	PiedR
267	488	489	10.9800	5.2785	10.9800	5.3770	PiedR
268	489	490	10.9800	5.3770	10.9800	5.4755	PiedR
269	490	491	10.9800	5.4755	10.9800	5.5740	PiedR
270	491	492	10.9800	5.5740	10.9800	5.6726	PiedR
271	492	493	10.9800	5.6726	10.9800	5.7711	PiedR
272	493	494	10.9800	5.7711	10.9800	5.8696	PiedR
273	494	495	10.9800	5.8696	10.9800	5.9681	PiedR
274	495	496	10.9800	5.9681	10.9800	6.0666	PiedR
275	496	497	10.9800	6.0666	10.9800	6.1651	PiedR
276	497	498	10.9800	6.1651	10.9800	6.2636	PiedR
277	498	499	10.9800	6.2636	10.9800	6.3621	PiedR
278	499	500	10.9800	6.3621	10.9800	6.4606	PiedR
279	500	501	10.9800	6.4606	10.9800	6.5591	PiedR
280	501	502	10.9800	6.5591	10.9800	6.6577	PiedR
281	502	503	10.9800	6.6577	10.9800	6.7562	PiedR
282	503	504	10.9800	6.7562	10.9800	6.8547	PiedR
283	504	505	10.9800	6.8547	10.9800	6.9532	PiedR
284	505	506	10.9800	6.9532	10.9800	7.0517	PiedR
285	506	507	10.9800	7.0517	10.9800	7.1502	PiedR
286	507	508	10.9800	7.1502	10.9800	7.2487	PiedR
287	508	509	10.9800	7.2487	10.9800	7.3472	PiedR
288	509	510	10.9800	7.3472	10.9800	7.4457	PiedR
289	510	511	10.9800	7.4457	10.9800	7.5443	PiedR

RELAZIONE DI CACOLO

290	511	512	10.9800	7.5443	10.9800	7.6428	PiedR
291	512	513	10.9800	7.6428	10.9800	7.7413	PiedR
292	513	514	10.9800	7.7413	10.9800	7.8398	PiedR
293	514	515	10.9800	7.8398	10.9800	7.9383	PiedR
294	515	516	10.9800	7.9383	10.9800	8.0368	PiedR
295	516	517	10.9800	8.0368	10.9800	8.1353	PiedR
296	517	518	10.9800	8.1353	10.9800	8.2338	PiedR
297	518	519	10.9800	8.2338	10.9800	8.3323	PiedR
298	519	520	10.9800	8.3323	10.9800	8.4309	PiedR
299	520	521	10.9800	8.4309	10.9800	8.5294	PiedR
300	521	522	10.9800	8.5294	10.9800	8.6279	PiedR
301	522	523	10.9800	8.6279	10.9800	8.7264	PiedR
302	523	524	10.9800	8.7264	10.9800	8.8249	PiedR
303	524	525	10.9800	8.8249	10.9800	8.9234	PiedR
304	525	526	10.9800	8.9234	10.9800	9.0219	PiedR
305	526	527	10.9800	9.0219	10.9800	9.1204	PiedR
306	527	528	10.9800	9.1204	10.9800	9.2189	PiedR
307	528	529	10.9800	9.2189	10.9800	9.3174	PiedR
308	529	530	10.9800	9.3174	10.9800	9.4160	PiedR
309	530	531	10.9800	9.4160	10.9800	9.5145	PiedR
310	531	532	10.9800	9.5145	10.9800	9.6130	PiedR
311	532	533	10.9800	9.6130	10.9800	9.7115	PiedR
312	533	534	10.9800	9.7115	10.9800	9.8100	PiedR
313	1	126	0.0000	0.5500	0.0000	-0.4500	MollaF
314	2	127	0.0900	0.5500	0.0900	-0.4500	MollaF
315	3	128	0.1800	0.5500	0.1800	-0.4500	MollaF
316	4	129	0.2700	0.5500	0.2700	-0.4500	MollaF
317	5	130	0.3600	0.5500	0.3600	-0.4500	MollaF
318	6	131	0.4500	0.5500	0.4500	-0.4500	MollaF
319	7	132	0.5417	0.5500	0.5417	-0.4500	MollaF
320	8	133	0.6333	0.5500	0.6333	-0.4500	MollaF
321	9	134	0.7250	0.5500	0.7250	-0.4500	MollaF
322	10	135	0.8167	0.5500	0.8167	-0.4500	MollaF
323	11	136	0.9083	0.5500	0.9083	-0.4500	MollaF
324	12	137	1.0000	0.5500	1.0000	-0.4500	MollaF
325	13	138	1.0917	0.5500	1.0917	-0.4500	MollaF
326	14	139	1.1833	0.5500	1.1833	-0.4500	MollaF
327	15	140	1.2750	0.5500	1.2750	-0.4500	MollaF
328	16	141	1.3667	0.5500	1.3667	-0.4500	MollaF
329	17	142	1.4583	0.5500	1.4583	-0.4500	MollaF
330	18	143	1.5500	0.5500	1.5500	-0.4500	MollaF
331	19	144	1.6487	0.5500	1.6487	-0.4500	MollaF
332	20	145	1.7473	0.5500	1.7473	-0.4500	MollaF
333	21	146	1.8460	0.5500	1.8460	-0.4500	MollaF

RELAZIONE DI CACOLO

334	22	147	1.9447	0.5500	1.9447	-0.4500	MollaF
335	23	148	2.0433	0.5500	2.0433	-0.4500	MollaF
336	24	149	2.1420	0.5500	2.1420	-0.4500	MollaF
337	25	150	2.2407	0.5500	2.2407	-0.4500	MollaF
338	26	151	2.3393	0.5500	2.3393	-0.4500	MollaF
339	27	152	2.4380	0.5500	2.4380	-0.4500	MollaF
340	28	153	2.5367	0.5500	2.5367	-0.4500	MollaF
341	29	154	2.6353	0.5500	2.6353	-0.4500	MollaF
342	30	155	2.7340	0.5500	2.7340	-0.4500	MollaF
343	31	156	2.8327	0.5500	2.8327	-0.4500	MollaF
344	32	157	2.9313	0.5500	2.9313	-0.4500	MollaF
345	33	158	3.0300	0.5500	3.0300	-0.4500	MollaF
346	34	159	3.1287	0.5500	3.1287	-0.4500	MollaF
347	35	160	3.2273	0.5500	3.2273	-0.4500	MollaF
348	36	161	3.3260	0.5500	3.3260	-0.4500	MollaF
349	37	162	3.4247	0.5500	3.4247	-0.4500	MollaF
350	38	163	3.5233	0.5500	3.5233	-0.4500	MollaF
351	39	164	3.6220	0.5500	3.6220	-0.4500	MollaF
352	40	165	3.7207	0.5500	3.7207	-0.4500	MollaF
353	41	166	3.8193	0.5500	3.8193	-0.4500	MollaF
354	42	167	3.9180	0.5500	3.9180	-0.4500	MollaF
355	43	168	4.0167	0.5500	4.0167	-0.4500	MollaF
356	44	169	4.1153	0.5500	4.1153	-0.4500	MollaF
357	45	170	4.2140	0.5500	4.2140	-0.4500	MollaF
358	46	171	4.3127	0.5500	4.3127	-0.4500	MollaF
359	47	172	4.4113	0.5500	4.4113	-0.4500	MollaF
360	48	173	4.5100	0.5500	4.5100	-0.4500	MollaF
361	49	174	4.6087	0.5500	4.6087	-0.4500	MollaF
362	50	175	4.7073	0.5500	4.7073	-0.4500	MollaF
363	51	176	4.8060	0.5500	4.8060	-0.4500	MollaF
364	52	177	4.9047	0.5500	4.9047	-0.4500	MollaF
365	53	178	5.0033	0.5500	5.0033	-0.4500	MollaF
366	54	179	5.1020	0.5500	5.1020	-0.4500	MollaF
367	55	180	5.2007	0.5500	5.2007	-0.4500	MollaF
368	56	181	5.2993	0.5500	5.2993	-0.4500	MollaF
369	57	182	5.3980	0.5500	5.3980	-0.4500	MollaF
370	58	183	5.4967	0.5500	5.4967	-0.4500	MollaF
371	59	184	5.5953	0.5500	5.5953	-0.4500	MollaF
372	60	185	5.6940	0.5500	5.6940	-0.4500	MollaF
373	61	186	5.7927	0.5500	5.7927	-0.4500	MollaF
374	62	187	5.8913	0.5500	5.8913	-0.4500	MollaF
375	63	188	5.9900	0.5500	5.9900	-0.4500	MollaF
376	64	189	6.0887	0.5500	6.0887	-0.4500	MollaF
377	65	190	6.1873	0.5500	6.1873	-0.4500	MollaF

RELAZIONE DI CACOLO

378	66	191	6.2860	0.5500	6.2860	-0.4500	MollaF
379	67	192	6.3847	0.5500	6.3847	-0.4500	MollaF
380	68	193	6.4833	0.5500	6.4833	-0.4500	MollaF
381	69	194	6.5820	0.5500	6.5820	-0.4500	MollaF
382	70	195	6.6807	0.5500	6.6807	-0.4500	MollaF
383	71	196	6.7793	0.5500	6.7793	-0.4500	MollaF
384	72	197	6.8780	0.5500	6.8780	-0.4500	MollaF
385	73	198	6.9767	0.5500	6.9767	-0.4500	MollaF
386	74	199	7.0753	0.5500	7.0753	-0.4500	MollaF
387	75	200	7.1740	0.5500	7.1740	-0.4500	MollaF
388	76	201	7.2727	0.5500	7.2727	-0.4500	MollaF
389	77	202	7.3713	0.5500	7.3713	-0.4500	MollaF
390	78	203	7.4700	0.5500	7.4700	-0.4500	MollaF
391	79	204	7.5687	0.5500	7.5687	-0.4500	MollaF
392	80	205	7.6673	0.5500	7.6673	-0.4500	MollaF
393	81	206	7.7660	0.5500	7.7660	-0.4500	MollaF
394	82	207	7.8647	0.5500	7.8647	-0.4500	MollaF
395	83	208	7.9633	0.5500	7.9633	-0.4500	MollaF
396	84	209	8.0620	0.5500	8.0620	-0.4500	MollaF
397	85	210	8.1607	0.5500	8.1607	-0.4500	MollaF
398	86	211	8.2593	0.5500	8.2593	-0.4500	MollaF
399	87	212	8.3580	0.5500	8.3580	-0.4500	MollaF
400	88	213	8.4567	0.5500	8.4567	-0.4500	MollaF
401	89	214	8.5553	0.5500	8.5553	-0.4500	MollaF
402	90	215	8.6540	0.5500	8.6540	-0.4500	MollaF
403	91	216	8.7527	0.5500	8.7527	-0.4500	MollaF
404	92	217	8.8513	0.5500	8.8513	-0.4500	MollaF
405	93	218	8.9500	0.5500	8.9500	-0.4500	MollaF
406	94	219	9.0487	0.5500	9.0487	-0.4500	MollaF
407	95	220	9.1473	0.5500	9.1473	-0.4500	MollaF
408	96	221	9.2460	0.5500	9.2460	-0.4500	MollaF
409	97	222	9.3447	0.5500	9.3447	-0.4500	MollaF
410	98	223	9.4433	0.5500	9.4433	-0.4500	MollaF
411	99	224	9.5420	0.5500	9.5420	-0.4500	MollaF
412	100	225	9.6407	0.5500	9.6407	-0.4500	MollaF
413	101	226	9.7393	0.5500	9.7393	-0.4500	MollaF
414	102	227	9.8380	0.5500	9.8380	-0.4500	MollaF
415	103	228	9.9367	0.5500	9.9367	-0.4500	MollaF
416	104	229	10.0353	0.5500	10.0353	-0.4500	MollaF
417	105	230	10.1340	0.5500	10.1340	-0.4500	MollaF
418	106	231	10.2327	0.5500	10.2327	-0.4500	MollaF
419	107	232	10.3313	0.5500	10.3313	-0.4500	MollaF
420	108	233	10.4300	0.5500	10.4300	-0.4500	MollaF
421	109	234	10.5217	0.5500	10.5217	-0.4500	MollaF

RELAZIONE DI CACOLO

422	110	235	10.6133	0.5500	10.6133	-0.4500	MollaF
423	111	236	10.7050	0.5500	10.7050	-0.4500	MollaF
424	112	237	10.7967	0.5500	10.7967	-0.4500	MollaF
425	113	238	10.8883	0.5500	10.8883	-0.4500	MollaF
426	114	239	10.9800	0.5500	10.9800	-0.4500	MollaF
427	115	240	11.0717	0.5500	11.0717	-0.4500	MollaF
428	116	241	11.1633	0.5500	11.1633	-0.4500	MollaF
429	117	242	11.2550	0.5500	11.2550	-0.4500	MollaF
430	118	243	11.3467	0.5500	11.3467	-0.4500	MollaF
431	119	244	11.4383	0.5500	11.4383	-0.4500	MollaF
432	120	245	11.5300	0.5500	11.5300	-0.4500	MollaF
433	121	246	11.6200	0.5500	11.6200	-0.4500	MollaF
434	122	247	11.7100	0.5500	11.7100	-0.4500	MollaF
435	123	248	11.8000	0.5500	11.8000	-0.4500	MollaF
436	124	249	11.8900	0.5500	11.8900	-0.4500	MollaF
437	125	250	11.9800	0.5500	11.9800	-0.4500	MollaF
438	1	251	0.0000	0.5500	-1.0000	0.5500	MollaPL
439	253	347	1.0000	0.6485	0.0000	0.6485	MollaPL
440	254	348	1.0000	0.7470	0.0000	0.7470	MollaPL
441	255	349	1.0000	0.8455	0.0000	0.8455	MollaPL
442	256	350	1.0000	0.9440	0.0000	0.9440	MollaPL
443	257	351	1.0000	1.0426	0.0000	1.0426	MollaPL
444	258	352	1.0000	1.1411	0.0000	1.1411	MollaPL
445	259	353	1.0000	1.2396	0.0000	1.2396	MollaPL
446	260	354	1.0000	1.3381	0.0000	1.3381	MollaPL
447	261	355	1.0000	1.4366	0.0000	1.4366	MollaPL
448	262	356	1.0000	1.5351	0.0000	1.5351	MollaPL
449	263	357	1.0000	1.6336	0.0000	1.6336	MollaPL
450	264	358	1.0000	1.7321	0.0000	1.7321	MollaPL
451	265	359	1.0000	1.8306	0.0000	1.8306	MollaPL
452	266	360	1.0000	1.9291	0.0000	1.9291	MollaPL
453	267	361	1.0000	2.0277	0.0000	2.0277	MollaPL
454	268	362	1.0000	2.1262	0.0000	2.1262	MollaPL
455	269	363	1.0000	2.2247	0.0000	2.2247	MollaPL
456	270	364	1.0000	2.3232	0.0000	2.3232	MollaPL
457	271	365	1.0000	2.4217	0.0000	2.4217	MollaPL
458	272	366	1.0000	2.5202	0.0000	2.5202	MollaPL
459	273	367	1.0000	2.6187	0.0000	2.6187	MollaPL
460	274	368	1.0000	2.7172	0.0000	2.7172	MollaPL
461	275	369	1.0000	2.8157	0.0000	2.8157	MollaPL
462	276	370	1.0000	2.9143	0.0000	2.9143	MollaPL
463	277	371	1.0000	3.0128	0.0000	3.0128	MollaPL
464	278	372	1.0000	3.1113	0.0000	3.1113	MollaPL
465	279	373	1.0000	3.2098	0.0000	3.2098	MollaPL

RELAZIONE DI CACOLO

466	280	374	1.0000	3.3083	0.0000	3.3083	MollaPL
467	281	375	1.0000	3.4068	0.0000	3.4068	MollaPL
468	282	376	1.0000	3.5053	0.0000	3.5053	MollaPL
469	283	377	1.0000	3.6038	0.0000	3.6038	MollaPL
470	284	378	1.0000	3.7023	0.0000	3.7023	MollaPL
471	285	379	1.0000	3.8009	0.0000	3.8009	MollaPL
472	286	380	1.0000	3.8994	0.0000	3.8994	MollaPL
473	287	381	1.0000	3.9979	0.0000	3.9979	MollaPL
474	288	382	1.0000	4.0964	0.0000	4.0964	MollaPL
475	289	383	1.0000	4.1949	0.0000	4.1949	MollaPL
476	290	384	1.0000	4.2934	0.0000	4.2934	MollaPL
477	291	385	1.0000	4.3919	0.0000	4.3919	MollaPL
478	292	386	1.0000	4.4904	0.0000	4.4904	MollaPL
479	293	387	1.0000	4.5889	0.0000	4.5889	MollaPL
480	294	388	1.0000	4.6874	0.0000	4.6874	MollaPL
481	295	389	1.0000	4.7860	0.0000	4.7860	MollaPL
482	296	390	1.0000	4.8845	0.0000	4.8845	MollaPL
483	297	391	1.0000	4.9830	0.0000	4.9830	MollaPL
484	298	392	1.0000	5.0815	0.0000	5.0815	MollaPL
485	299	393	1.0000	5.1800	0.0000	5.1800	MollaPL
486	300	394	1.0000	5.2785	0.0000	5.2785	MollaPL
487	301	395	1.0000	5.3770	0.0000	5.3770	MollaPL
488	302	396	1.0000	5.4755	0.0000	5.4755	MollaPL
489	303	397	1.0000	5.5740	0.0000	5.5740	MollaPL
490	304	398	1.0000	5.6726	0.0000	5.6726	MollaPL
491	305	399	1.0000	5.7711	0.0000	5.7711	MollaPL
492	306	400	1.0000	5.8696	0.0000	5.8696	MollaPL
493	307	401	1.0000	5.9681	0.0000	5.9681	MollaPL
494	308	402	1.0000	6.0666	0.0000	6.0666	MollaPL
495	309	403	1.0000	6.1651	0.0000	6.1651	MollaPL
496	310	404	1.0000	6.2636	0.0000	6.2636	MollaPL
497	311	405	1.0000	6.3621	0.0000	6.3621	MollaPL
498	312	406	1.0000	6.4606	0.0000	6.4606	MollaPL
499	313	407	1.0000	6.5591	0.0000	6.5591	MollaPL
500	314	408	1.0000	6.6577	0.0000	6.6577	MollaPL
501	315	409	1.0000	6.7562	0.0000	6.7562	MollaPL
502	316	410	1.0000	6.8547	0.0000	6.8547	MollaPL
503	317	411	1.0000	6.9532	0.0000	6.9532	MollaPL
504	318	412	1.0000	7.0517	0.0000	7.0517	MollaPL
505	319	413	1.0000	7.1502	0.0000	7.1502	MollaPL
506	320	414	1.0000	7.2487	0.0000	7.2487	MollaPL
507	321	415	1.0000	7.3472	0.0000	7.3472	MollaPL
508	322	416	1.0000	7.4457	0.0000	7.4457	MollaPL
509	323	417	1.0000	7.5443	0.0000	7.5443	MollaPL

RELAZIONE DI CACOLO

510	324	418	1.0000	7.6428	0.0000	7.6428	MollaPL
511	325	419	1.0000	7.7413	0.0000	7.7413	MollaPL
512	326	420	1.0000	7.8398	0.0000	7.8398	MollaPL
513	327	421	1.0000	7.9383	0.0000	7.9383	MollaPL
514	328	422	1.0000	8.0368	0.0000	8.0368	MollaPL
515	329	423	1.0000	8.1353	0.0000	8.1353	MollaPL
516	330	424	1.0000	8.2338	0.0000	8.2338	MollaPL
517	331	425	1.0000	8.3323	0.0000	8.3323	MollaPL
518	332	426	1.0000	8.4309	0.0000	8.4309	MollaPL
519	333	427	1.0000	8.5294	0.0000	8.5294	MollaPL
520	334	428	1.0000	8.6279	0.0000	8.6279	MollaPL
521	335	429	1.0000	8.7264	0.0000	8.7264	MollaPL
522	336	430	1.0000	8.8249	0.0000	8.8249	MollaPL
523	337	431	1.0000	8.9234	0.0000	8.9234	MollaPL
524	338	432	1.0000	9.0219	0.0000	9.0219	MollaPL
525	339	433	1.0000	9.1204	0.0000	9.1204	MollaPL
526	340	434	1.0000	9.2189	0.0000	9.2189	MollaPL
527	341	435	1.0000	9.3174	0.0000	9.3174	MollaPL
528	342	436	1.0000	9.4160	0.0000	9.4160	MollaPL
529	343	437	1.0000	9.5145	0.0000	9.5145	MollaPL
530	344	438	1.0000	9.6130	0.0000	9.6130	MollaPL
531	345	439	1.0000	9.7115	0.0000	9.7115	MollaPL
532	346	440	1.0000	9.8100	0.0000	9.8100	MollaPL
533	125	252	11.9800	0.5500	12.9800	0.5500	MollaPR
534	441	535	10.9800	0.6485	11.9800	0.6485	MollaPR
535	442	536	10.9800	0.7470	11.9800	0.7470	MollaPR
536	443	537	10.9800	0.8455	11.9800	0.8455	MollaPR
537	444	538	10.9800	0.9440	11.9800	0.9440	MollaPR
538	445	539	10.9800	1.0426	11.9800	1.0426	MollaPR
539	446	540	10.9800	1.1411	11.9800	1.1411	MollaPR
540	447	541	10.9800	1.2396	11.9800	1.2396	MollaPR
541	448	542	10.9800	1.3381	11.9800	1.3381	MollaPR
542	449	543	10.9800	1.4366	11.9800	1.4366	MollaPR
543	450	544	10.9800	1.5351	11.9800	1.5351	MollaPR
544	451	545	10.9800	1.6336	11.9800	1.6336	MollaPR
545	452	546	10.9800	1.7321	11.9800	1.7321	MollaPR
546	453	547	10.9800	1.8306	11.9800	1.8306	MollaPR
547	454	548	10.9800	1.9291	11.9800	1.9291	MollaPR
548	455	549	10.9800	2.0277	11.9800	2.0277	MollaPR
549	456	550	10.9800	2.1262	11.9800	2.1262	MollaPR
550	457	551	10.9800	2.2247	11.9800	2.2247	MollaPR
551	458	552	10.9800	2.3232	11.9800	2.3232	MollaPR
552	459	553	10.9800	2.4217	11.9800	2.4217	MollaPR
553	460	554	10.9800	2.5202	11.9800	2.5202	MollaPR

RELAZIONE DI CACOLO

554	461	555	10.9800	2.6187	11.9800	2.6187	MollaPR
555	462	556	10.9800	2.7172	11.9800	2.7172	MollaPR
556	463	557	10.9800	2.8157	11.9800	2.8157	MollaPR
557	464	558	10.9800	2.9143	11.9800	2.9143	MollaPR
558	465	559	10.9800	3.0128	11.9800	3.0128	MollaPR
559	466	560	10.9800	3.1113	11.9800	3.1113	MollaPR
560	467	561	10.9800	3.2098	11.9800	3.2098	MollaPR
561	468	562	10.9800	3.3083	11.9800	3.3083	MollaPR
562	469	563	10.9800	3.4068	11.9800	3.4068	MollaPR
563	470	564	10.9800	3.5053	11.9800	3.5053	MollaPR
564	471	565	10.9800	3.6038	11.9800	3.6038	MollaPR
565	472	566	10.9800	3.7023	11.9800	3.7023	MollaPR
566	473	567	10.9800	3.8009	11.9800	3.8009	MollaPR
567	474	568	10.9800	3.8994	11.9800	3.8994	MollaPR
568	475	569	10.9800	3.9979	11.9800	3.9979	MollaPR
569	476	570	10.9800	4.0964	11.9800	4.0964	MollaPR
570	477	571	10.9800	4.1949	11.9800	4.1949	MollaPR
571	478	572	10.9800	4.2934	11.9800	4.2934	MollaPR
572	479	573	10.9800	4.3919	11.9800	4.3919	MollaPR
573	480	574	10.9800	4.4904	11.9800	4.4904	MollaPR
574	481	575	10.9800	4.5889	11.9800	4.5889	MollaPR
575	482	576	10.9800	4.6874	11.9800	4.6874	MollaPR
576	483	577	10.9800	4.7860	11.9800	4.7860	MollaPR
577	484	578	10.9800	4.8845	11.9800	4.8845	MollaPR
578	485	579	10.9800	4.9830	11.9800	4.9830	MollaPR
579	486	580	10.9800	5.0815	11.9800	5.0815	MollaPR
580	487	581	10.9800	5.1800	11.9800	5.1800	MollaPR
581	488	582	10.9800	5.2785	11.9800	5.2785	MollaPR
582	489	583	10.9800	5.3770	11.9800	5.3770	MollaPR
583	490	584	10.9800	5.4755	11.9800	5.4755	MollaPR
584	491	585	10.9800	5.5740	11.9800	5.5740	MollaPR
585	492	586	10.9800	5.6726	11.9800	5.6726	MollaPR
586	493	587	10.9800	5.7711	11.9800	5.7711	MollaPR
587	494	588	10.9800	5.8696	11.9800	5.8696	MollaPR
588	495	589	10.9800	5.9681	11.9800	5.9681	MollaPR
589	496	590	10.9800	6.0666	11.9800	6.0666	MollaPR
590	497	591	10.9800	6.1651	11.9800	6.1651	MollaPR
591	498	592	10.9800	6.2636	11.9800	6.2636	MollaPR
592	499	593	10.9800	6.3621	11.9800	6.3621	MollaPR
593	500	594	10.9800	6.4606	11.9800	6.4606	MollaPR
594	501	595	10.9800	6.5591	11.9800	6.5591	MollaPR
595	502	596	10.9800	6.6577	11.9800	6.6577	MollaPR
596	503	597	10.9800	6.7562	11.9800	6.7562	MollaPR
597	504	598	10.9800	6.8547	11.9800	6.8547	MollaPR

RELAZIONE DI CACOLO

598	505	599	10.9800	6.9532	11.9800	6.9532	MollaPR
599	506	600	10.9800	7.0517	11.9800	7.0517	MollaPR
600	507	601	10.9800	7.1502	11.9800	7.1502	MollaPR
601	508	602	10.9800	7.2487	11.9800	7.2487	MollaPR
602	509	603	10.9800	7.3472	11.9800	7.3472	MollaPR
603	510	604	10.9800	7.4457	11.9800	7.4457	MollaPR
604	511	605	10.9800	7.5443	11.9800	7.5443	MollaPR
605	512	606	10.9800	7.6428	11.9800	7.6428	MollaPR
606	513	607	10.9800	7.7413	11.9800	7.7413	MollaPR
607	514	608	10.9800	7.8398	11.9800	7.8398	MollaPR
608	515	609	10.9800	7.9383	11.9800	7.9383	MollaPR
609	516	610	10.9800	8.0368	11.9800	8.0368	MollaPR
610	517	611	10.9800	8.1353	11.9800	8.1353	MollaPR
611	518	612	10.9800	8.2338	11.9800	8.2338	MollaPR
612	519	613	10.9800	8.3323	11.9800	8.3323	MollaPR
613	520	614	10.9800	8.4309	11.9800	8.4309	MollaPR
614	521	615	10.9800	8.5294	11.9800	8.5294	MollaPR
615	522	616	10.9800	8.6279	11.9800	8.6279	MollaPR
616	523	617	10.9800	8.7264	11.9800	8.7264	MollaPR
617	524	618	10.9800	8.8249	11.9800	8.8249	MollaPR
618	525	619	10.9800	8.9234	11.9800	8.9234	MollaPR
619	526	620	10.9800	9.0219	11.9800	9.0219	MollaPR
620	527	621	10.9800	9.1204	11.9800	9.1204	MollaPR
621	528	622	10.9800	9.2189	11.9800	9.2189	MollaPR
622	529	623	10.9800	9.3174	11.9800	9.3174	MollaPR
623	530	624	10.9800	9.4160	11.9800	9.4160	MollaPR
624	531	625	10.9800	9.5145	11.9800	9.5145	MollaPR
625	532	626	10.9800	9.6130	11.9800	9.6130	MollaPR
626	533	627	10.9800	9.7115	11.9800	9.7115	MollaPR
627	534	628	10.9800	9.8100	11.9800	9.8100	MollaPR