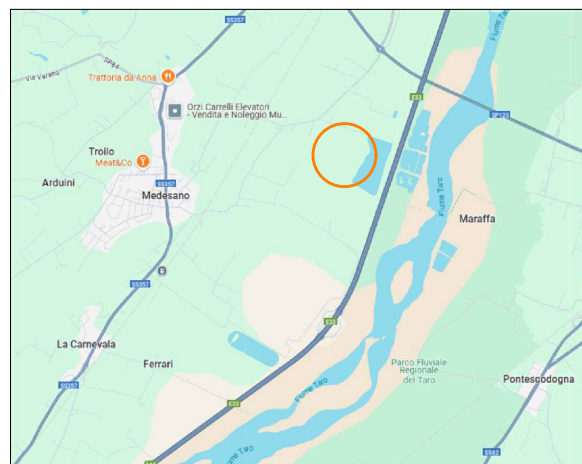
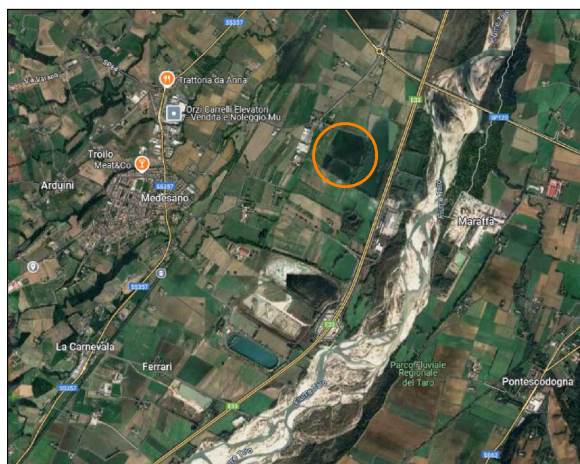


CONSORZIO BONIFICA PARMENSE

REALIZZAZIONE DI UN INVASO IRRIGUO ED OPERE COLLEGATE A SERVIZIO DEL COMPENSORIO SANVITALE

CUP G22E25000140002

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO-ECONOMICA



TITOLO ELABORATO

**RELAZIONE TECNICA STRUTTURE
IPRIPI**

ELABORATO

S.06

CODICE PROGETTO	25-003	LIV. PROG.	PF	CODICE ELAB.	25-003-PF-S06	REVISIONE	-
-----------------	--------	------------	----	--------------	---------------	-----------	---

IL PROGETTISTA:

Ing. Prof. Alberto Bizzarri

COLLABORATORI:

Geom. Davide Finamore

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Daniele Scaffi

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDAZIONE	VERIFICA	AUTORIZZAZIONE
-	DICEMBRE 2025	EMISSIONE			

RIPRODUZIONE O CONSEGNA A TERZI SOLO DIETRO SPECIFICA AUTORIZZAZIONE

SOMMARIO

1. Individuazione del sito	4
2. Documenti tecnici applicativi adottati.....	4
3. Indicazione delle destinazioni d'uso previste e analisi preliminare dei carichi	4
4. Indicazione della vita nominale e della classe d'uso della costruzione	6
5. Definizione del tipo di intervento previsto	6
6. Analisi volte all'individuazione del sistema resistente	6
7. Indagini diagnostiche e geognostiche condotte	6
8. Indicazioni sul sistema di fondazione adottato	6
9. Definizione dei parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito	7
10. Analisi delle interazioni con le componenti architettoniche e impiantistiche	7
11. Analisi di massima delle strutture esistenti	7
12. Individuazione della tipologia strutturale adottata	7
13. Indicazione dei materiali adottati.....	8
14. Dimensionamento di massima	8
14.1 Verifiche di tipo geotecnico.....	11
14.2 Verifiche di tipo strutturale	12
15. Eventuali interazioni con strutture adiacenti.....	12

1. Individuazione del sito

Come mostrato nell'inquadramento aerofotogrammetrico riportato nel seguito i manufatti oggetto di intervento risultano ubicati in adiacenza al fiume Taro all'altezza del centro abitato di Medesano (PR).



Inquadramento aerofotogrammetrico con individuazione del Fabbricato rispetto alla città di Reggio Emilia

La georeferenziazione ha condotto alle seguenti coordinate WGS84: Lat. 44.760396 / Long. 10.167329 che convertite nel sistema ED50 risultano: Lat. 44.762166 / Long. 10.168424. L'intervento si svilupperà su un'area pianeggiante ad una quota di circa 96 m s.l.m..

2. Documenti tecnici applicativi adottati

Considerando la tipologia strutturale adottata, non si ritiene di utilizzare ulteriori norme di comprovata validità da adottare ad integrazione delle vigenti Norme tecniche sulle costruzioni:

Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 contenente "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17.01.2018.

D.M. 17.01.2018: Aggiornamento delle "norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.42 del 20 febbraio 2018.

3. Indicazione delle destinazioni d'uso previste e analisi preliminare dei carichi

AZIONI PREVISTE

La presente struttura, durante il normale esercizio, sarà soggetta – sinteticamente - alle seguenti azioni naturali ed antropiche:

- peso proprio delle strutture in cemento armato gettato in opera;
- carichi permanenti delle componenti architettoniche non a valenza strutturale ivi incorporate;
- spinta del terreno;

- spinta dell'acqua;
- carichi eccezionali indotti dalle azioni dinamiche impulsive di tipo sismico;

NB: nel caso in esame, la progettazione strutturale si esegue sulla scorta di un progetto architettonico a valenza esecutiva, pertanto, i carichi permanenti non strutturali si considerano compiutamente definiti, ovvero i permanenti strutturali e non strutturali vengono cumulati sotto l'unica dicitura di permanenti (si intende permanenti strutturali da Tab. 2.6.I DM18).

ANALISI ANALITICA DEI CARICHI

Manufatto in c.a.

Stratigrafia	Spessore	Peso specifico	Carico a mq.
[-]	[m]	[KN/m ³]	[KN/m ²]
Soletta di base	0.25	25.0	6.25
Parete verticale	0.25	25.0	6.25

Spinta del terreno

La spinta totale si determina mediante la seguente espressione semplificata della teoria di Coulomb:

$$S_e = 0.5 \cdot K_a \cdot \gamma_t \cdot H^2 = 0.5 \cdot 0.39 \cdot 20 \cdot 3.00^2 = 35.1 \text{ KN/m}$$

avendo indicato con K_a il valore del coefficiente di spinta attiva, determinabile mediante la seguente:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.39$$

avendo assunto per φ un valore cautelativo pari a 26° .

N.B. E' stato assunto un valore cautelativo di peso specifico del terreno pari a 20 KN/m^3 .

Spinta dell'acqua

La spinta idrostatica agente sulle pareti laterali del serbatoio si calcola attraverso la nota formulazione dalla meccanica dei fluidi:

$$S_i = 0.5 \cdot \gamma \cdot H^2 = 0.5 \cdot 10 \cdot 2.00^2 = 20 \text{ KN/m}$$

Azione sismica

Si rimanda a quanto riportato nel capitolo 9, Definizione dei parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito, della relazione.

4. Indicazione della vita nominale e della classe d'uso della costruzione

L'opera in oggetto non ricade in alcuna categoria di quelle considerate "categorie di edifici di interesse strategico e opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile ed elenco categorie di edifici e opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso".

Pertanto, la suddetta sarà da porre in **CLASSE D'USO II** (§ 2.4.2 D.M. 17.01.2018), dove:

- Tipo di opera: ordinaria
- Vita nominale V_N : 50 anni
- Classe d'uso: classe II

5. Definizione del tipo di intervento previsto

Gli interventi in oggetto si configurano come "Nuova costruzione" ai sensi delle NTC 18.

6. Analisi volte all'individuazione del sistema resistente

Non pertinente nel caso specifico.

7. Indagini diagnostiche e geognostiche condotte

Si rimanda alla relazione geologica, geotecnica e sismica allegata alla relazione.

8. Indicazioni sul sistema di fondazione adottato

fondazioni: dirette in c.a. di spessore costante pari a 25 cm. Gli elementi di fondazione poggiano su uno strato di regolarizzazione in calcestruzzo magro dello spessore di 10 cm.

9. Definizione dei parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito

Nell'analisi pseudo – statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Il valore del coefficiente sismico orizzontale si determina mediante:

$$k_{h,SLV} = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0.38 \cdot 1.468 \cdot 0.155 = 0.086$$

$$k_{h,SLD} = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0.47 \cdot 1.500 \cdot 0.062 = 0.044$$

$$k_{v,SLV} = \pm 0.5 \cdot k_{h,SLV} = \pm 0.50 \cdot 0.086 = \pm 0.043$$

$$k_{v,SLD} = \pm 0.5 \cdot k_{h,SLD} = \pm 0.5 \cdot 0.044 = \pm 0.022$$

Tali valori saranno impiegati nel seguito per la determinazione dell'azione sismica orizzontale e verticale.

N.B. Per garantire la sicurezza nei confronti del ribaltamento, la verifica deve essere condotta facendo riferimento ad un valore di β_m incrementato del 50% rispetto a quanto utilizzato nelle verifiche a scorrimento.

10. Analisi delle interazioni con le componenti architettoniche e impiantistiche

Relativamente agli impianti, non risultano in progetto strutture tali da dover essere verificate in modo specifico.

11. Analisi di massima delle strutture esistenti

Non pertinente nel caso specifico.

12. Individuazione della tipologia strutturale adottata

Il manufatto in progetto è interamente realizzato in calcestruzzo armato gettato in opera. Segue una descrizione generale dell'ossatura portante in elevazione è sinteticamente costituita da:

1. Solette in c.a.: solette piene in c.a. aventi spessore pari a 25 cm che si rendono necessarie per sostenere le pareti verticali.
2. Pareti verticali in c.a.: solette piene in c.a. aventi spessore pari a 25 cm che si rendono necessarie per sostenere i terrapieni e l'acqua.

13. Indicazione dei materiali adottati

Si rimanda alla relazione REL_RM Relazione sui materiali per maggiori dettagli.

14. Dimensionamento di massima

Il manufatto oggetto della presente relazione non richiede la modellazione attraverso la tecnica FEM, pertanto le verifiche che seguiranno verranno condotte attraverso l'impiego di calcolazioni manuali.

Data la particolare tipologia di intervento non appare pertinente definire le condizioni di regolarità, la tipologia strutturale e il fattore di comportamento.

L'elemento strutturale verticale verrà considerato nel seguito come una trave a mensola, disposta verticalmente, incastrata nella soletta di base.

Il progetto e la verifica delle membrature strutturali devono avvenire per tutte le combinazioni delle azioni necessarie che vengono effettuate impiegando le condizioni di carico di base. Nel caso del metodo degli stati limite le combinazioni sono effettuate secondo criteri probabilistici che prevedono dei moltiplicatori per ogni condizione e per ogni tipo di combinazione.

Per le combinazioni dei carichi non sismici allo stato limite ultimo si farà riferimento alla combinazione fondamentale delle azioni:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q_k \quad [2.5.1 \quad \S 2.5.3 \text{ NTC } 18]$$

La valutazione della sicurezza nei confronti dell'azione sismica viene indagata nei confronti degli stati limite ultimi e di esercizio ed in particolare nei confronti dello stato limite di salvaguardia della vita, di operatività e di danno.

Le verifiche allo stato limite ultimo e di esercizio verranno effettuate per la seguente combinazione dell'azione sismica con le altre azioni:

$$G_1 + G_2 + E + \psi_{21} \cdot Q_{k1} \quad [2.5.5 \quad \S 2.5.3 \text{ NTC } 18]$$

Gli effetti dell'azione sismica (E) verranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj} \quad [2.5.7 \quad \S 2.5.3 \text{ NTC } 18]$$

Verranno condotte, ai sensi del §6.5.3.1.1 NTC 18, le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite del complesso fondazione – terreno;
- ribaltamento;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

N.B. Le verifiche verranno effettuate in accordo all'approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), ai sensi del D.M. 17.01.2018.

si riportano nel seguito rispettivamente i valori dei coefficienti parziali delle azioni, dei parametri geotecnici e delle resistenze da adottare nelle verifiche.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Tab. 6.2.I D.M. 17.01.2018 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_Y	γ_Y	1,0	1,0

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Per le verifiche sotto l'azione sismica si farà riferimento a quanto previsto nel §7.1.11.6 delle NTC 18. Nel dettaglio l'analisi della sicurezza del muro di sostegno in condizione sismica è stata eseguita mediante metodi pseudo – statico.

Nell'analisi pseudo – statica l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

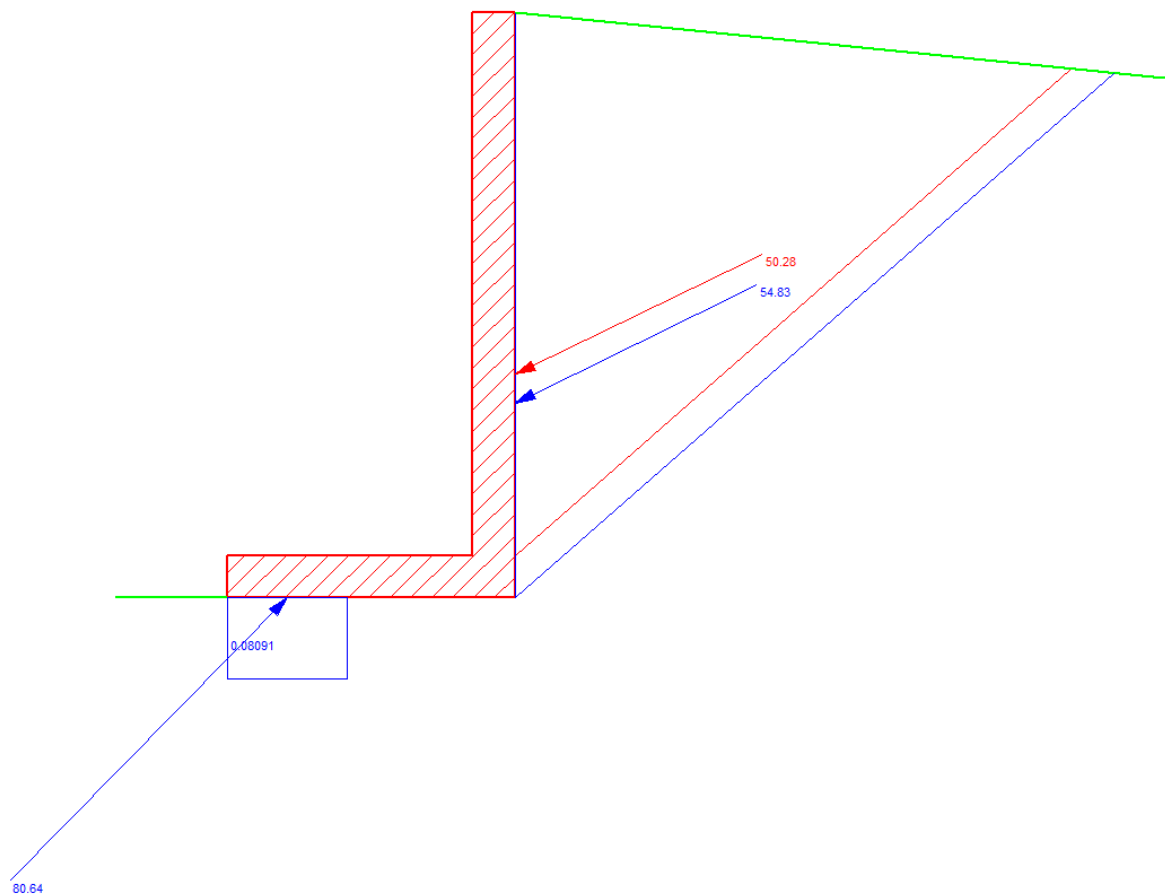
Per dettagli sui valori dell'azione sismica agente sulla struttura si rimanda al Capitolo 9 della relazione.

Si riportano nel seguito i parametri geometrici e meccanici comuni alle verifiche che verranno riportate nel seguito.

REALIZZAZIONE DI UN INVASO IRRIGUO ED OPERE COLLEGATE A SERVIZIO DEL COMPENSORIO SANVITALE
 PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA

Altezza paraghiaia (m)	h1	0	Angolo attrito interno	ϕ^o	26	Ni	0	dN	0								
Spessore paraghiaia (m)	s1	0	Ang. attrito terra-muro	δ^o	26	Vi	0	kN									
Inclinazione parete (%)	i	0	Ang. attrito fondazione	ϕ_f^o	26												
Altezza parete (m)	h2	3.2	Peso spec. terre [kN/m3]	γ_t	20												
Spessore in testa (m)	s2	0.25	Peso spec. muro [kN/m3]	γ_m	25												
Spessore alla base (m)	s3	0.25	Dati Sisma	K_v	0.043	K_h	0.129										
Altezza fondazione (m)	h3	0.25	N° lati terreno	1													
Sbalzo fond. contro terra	L1	0			<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Lungh.</th> <th>Dislivello</th> <th>q</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Lato 1</td> <td>5</td> <td>-0.5</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>						Lungh.	Dislivello	q	Lato 1	5	-0.5	0
	Lungh.	Dislivello	q														
Lato 1	5	-0.5	0														
Larghezza totale fond.	L2	1.7	<input type="button" value="Calcolo"/> <input type="button" value="Visualizza"/>														

Parametri comuni alle verifiche



N.B. a favore di sicurezza non si è tenuto conto della spinta idrostatica dell'acqua poiché nel caso specifico produrrebbe un effetto stabilizzante.

14.1 Verifiche di tipo geotecnico

Parete		Fondazione							
		Ribaltamento		Scorimento		Schiacciamento		Sbalzi Fondazione	
St	41.90 kN	St	48.70 ?1	St	44.28 ?1	St	44.28 ?1	M valle	56.42
Sq	0 kN	Sq	0	Sq	0	Sq	0	M monte	0
Ss	0 kN	Ss	0	Ss	0	Ss	0	$\sigma_{t, valle}$	0.08091 MPa
Si	0 kN	Si	0	Si	0	Si	0	$\sigma_{t, monte}$	0
M	37.88 kNm	Mr	14.05	V	39.80	M	14.77	% comp.	41.85
N	36.37 kN	Ms	36.48	N	50.03	N	50.03	1 Verifiche statiche	
V	37.66 kN	Ms/Mr	2.597	c. scor.	0.4906	V	39.80		
	?1								

Verifiche in combinazione fondamentale

Parete		Fondazione							
		Ribaltamento		Scorimento		Schiacciamento		Sbalzi Fondazione	
St	38.09 kN	St	44.28 ?2	St	44.28 ?2	St	44.28 ?2	M valle	56.42
Sq	0 kN	Sq	0	Sq	0	Sq	0	M monte	0
Ss	12.19 kN	Ss	14.17	Ss	14.17	Ss	14.17	$\sigma_{t, valle}$	0.08091 MPa
Si	2.580 kN	Si	3.951	Si	3.951	Si	3.951	$\sigma_{t, monte}$	0
M	49.58 kNm	Mr	21.80	V	56.48	M	28.45	% comp.	41.85
N	42.90 kN	Ms	42.27	N	57.56	N	57.56	2 Ver. sismiche kv>0	
V	47.77 kN	Ms/Mr	1.939	c. scor.	0.3977	V	56.48		
	?2								

Verifiche in combinazione sismica con Kv > 0

Parete		Fondazione							
		Ribaltamento		Scorimento		Schiacciamento		Sbalzi Fondazione	
St	38.09 kN	St	44.28 ?3	St	44.28 ?3	St	44.28 ?3	M valle	56.42
Sq	0 kN	Sq	0	Sq	0	Sq	0	M monte	0
Ss	9.083 kN	Ss	10.56	Ss	10.56	Ss	10.56	$\sigma_{t, valle}$	0.08091 MPa
Si	2.580 kN	Si	3.951	Si	3.951	Si	3.951	$\sigma_{t, monte}$	0
M	46.77 kNm	Mr	20.76	V	53.23	M	27.31	% comp.	41.85
N	39.82 kN	Ms	38.79	N	53.35	N	53.35	3 Ver. sismiche kv<0	
V	44.98 kN	Ms/Mr	1.869	c. scor.	0.3910	V	53.23		
	?3								

Verifiche in combinazione sismica con Kv < 0

N.B. per la particolare nel caso specifico perde di significato la verifica a scorrimento.

14.2 Verifiche di tipo strutturale

Dalle elaborazioni riportate in precedenza il massimo momento agente all'incastro del muro in c.a. si attesta a 50 KNm. Il momento resistente si determina invece considerando un'armatura $\phi 14/20$ cm.

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7.70	5
2	7.70	20

☐ Rettangoli ☐ Coord.
☐ DXF

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm]

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	50	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm]

xN 0
 yN 0

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

☐ Precompresso

Materiali
 B450C C25/30

ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200,000 N/mm²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8 ?
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

M _{xRd}	60.34	kN m
σ_c	-14.17	N/mm²
σ_s	391.3	N/mm²
ϵ_c	3.5	‰
ϵ_s	14.36	‰
d	20	cm
x	3.919	x/d 0.196
		δ 0.7

A favore di sicurezza è stato trascurato il contributo migliorativo dovuto allo sforzo assiale, in ogni caso la verifica a stato limite ultimo per flessione risulta soddisfatta.

15. Eventuali interazioni con strutture adiacenti

Non pertinente nel caso specifico.

Reggio Emilia, dicembre 2025

Ing. Prof. Alberto Bizzarri
(firmato digitalmente)