

COMMITTENTE:



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

DIREZIONE TECNICA - U.O. URBANISTICA, ARCHITETTURA E DESIGN

PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO

**POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA. TRATTA RHO GALLARATE
QUADRUPPLICAMENTO RHO-PARABIAGO E RACCORDO Y**

FV02 – FERMATA DI VANZAGO

**RELAZIONE DI CALCOLO SCALE E ASCENSORE BANCHINA - LATO SOTTOPASSO
PROMISCUO**

SCALA:

-

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

MDL1 12 D 44 CL FV0200 005 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autore
A	EMISSIONE ESECUTIVA	Ingletti	Ott. '10	F. Matera C. Francisci	Ott. '10	S. Borelli	Ott. '10	ITALFERR Sp.A. Urbanista Dot. Ing. Luigi Evangelista Ordine degli Ingegneri della provincia di Piacenza n° A23189

File: MDL112D44CLFV0200005A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	SCOPO DEL DOCUMENTO	5
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
3.1	DOCUMENTI REFERENZIATI	5
	DOCUMENTI CORRELATI.....	6
4	ALLEGATI.....	7
5	MATERIALI	8
6	CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA.....	9
7	MODELLAZIONE ADOTTATA.....	10
8	RAMPE DI ACCESSO ALLA BANCHINA.....	11
8.1	ANALISI DEI CARICHI.....	11
8.1.1	<i>Dati di base.....</i>	11
8.1.2	<i>Spinta del terreno (SPT).....</i>	12
8.1.3	<i>Carichi permanenti dovuti alla pensilina in CA - (PPperm).....</i>	12
8.1.4	<i>Spinta del terreno dovuta ai carichi accidentali (SPACC).....</i>	15
8.1.5	<i>Azioni sismiche (SPS).....</i>	15
8.1.6	<i>Inerzia sui piedritti (IN).....</i>	16
8.2	COMBINAZIONI DI CALCOLO	17
8.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	18
8.4	VERIFICA A FESSURAZIONE.....	30
9	SETTO DEL NUCLEO ASCENSORE	36
9.1	ANALISI DEI CARICHI.....	36
9.1.1	<i>Dati di base.....</i>	36
9.1.2	<i>Spinta del terreno (SPT).....</i>	36
9.1.3	<i>Spinta del terreno dovuta ai carichi accidentali (SPACC).....</i>	36

9.1.4	<i>Azioni sismiche (SPS)</i>	36
9.1.5	<i>Inerzia sui piedritti (IN)</i>	38
9.2	COMBINAZIONI DI CALCOLO	38
9.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	39
9.4	VERIFICHE DI RESISTENZA.....	40
9.5	VERIFICA A FESSURAZIONE.....	42
10	INCIDENZE ARMATURE	44

1 Premessa

Nella presente relazione vengono riportate il dimensionamento e le verifiche relative alle strutture di accesso alla banchina (scale e ascensore) attraverso il passaggio dal sottopasso scatolare promiscuo previsto alla Fermata di Vanzago. La fermata di Vanzago è ubicata alla progressiva chilometrica 2+861.55 della linea ferroviaria Rho – Gallarate.

Le opere della rampa d'accesso alla banchina consistono in muri ad "U" a una luce di diverse altezze per contenere le scale. Per la completa geometria delle strutture si rimanda agli elaborati grafici.

Le opere si trovano in zona sismica di 4a categoria (comune Vanzago) però, in fase di calcolo, verrà considerata assimilata alla terza categoria. Il calcolo viene effettuato in conformità al D.M. 16/01/1996, con il metodo delle tensioni ammissibili.

2 Scopo del documento

Lo scopo del presente documento è quello di analizzare le strutture delle rampe di accesso al sottopasso promiscuo della fermata di Vanzago .

Le rampe sono costituite di muri ad U avente una altezza massima di 5.00m, mentre per il setto del nucleo ascensore si tiene conto sempre di un muro ad U a sezione variabile (altezza complessiva del muro pari a 6.20 m.)

Il muro ad U del setto del nucleo ascensore ha uno spessore di 60 cm dall'estradosso della soletta di fondo a quota 154.47 m fino alla quota 158.72 m; dalla quota 158.72 fino alla quota 160.32, lo spessore del muro è pari a 30 cm.

3 Documenti di riferimento

3.1 Documenti Referenziati

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

- **Legge n° 1086 del 5 Novembre 1971**

"Norme per la disciplina delle Opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso e a struttura metallica";

- **D.M. 9 Gennaio 1996**

"Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";

- **D.M. 16 Gennaio 1996**

"Norme tecniche relative ai criteri per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";

- **D.M. 16 Gennaio 1996**

"Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche";

- **D.M. 11 Marzo 1988:**

"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";

- **Min. LL.PP. Circolare 15/10/1996 n. 252/AA.GG./S.T.C.**

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 9.1.1996;

- **Min. LL.PP. Circolare 04/07/1996 n.156 AA.GG./STC**

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relativi ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16.1.1996;

- **Min. LL.PP. Circolare 10/04/1997 n. 65/AA.GG**

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche" di cui al D.M. 16.1.1996;

- **Min. LL.PP. Circolare 24/09/1988 n.30483:**

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";

- **Istruzioni FS. del 2 Giugno 1995 I/SC/PS-OM/2298**

"Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo". Testo aggiornato della istruzione n° I/SC/PS-OM/2298 del 2 Giugno 1995 completo delle relative integrazioni - 13 Gennaio 1997;

- **Istruzione FF.SS. n° 44b del 14/04/1998**

"Istruzioni tecniche per manufatti sottobinario da costruire in zona sismica". Testo aggiornato dell'istruzione 44/b del 14/11/1996, approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con voto dell'Assemblea Generale del 16/12/1997;

Documenti correlati

I documenti correlati sono:

MDL112D44BAF0200005A Fermata di Vanzago - Scale e ascensore banchina - Carpenteria e Sezioni – Sottopasso promiscuo

- MDL1 00 D 26 RG GE0001 001 A. - Potenziamento della linea Rho-Arona tratta Rho-Gallarate – Progetto Definitivo – Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica.

MDL1 00 D 26 F5 GE0001 001 A. - Potenziamento della linea Rho-Arona tratta Rho-Gallarate – Progetto Definitivo – Profilo geologico-tecnico binario pari linea storica – tav. 1/3.

MDL1 00 D 26 F5 GE0001 002 A. - Potenziamento della linea Rho-Arona tratta Rho-Gallarate – Progetto Definitivo – Profilo geologico-tecnico binario pari linea storica – tav. 2/3.

MDL1 00 D 26 F5 GE0001 003 A. - Potenziamento della linea Rho-Arona tratta Rho-Gallarate – Progetto Definitivo – Profilo geologico-tecnico binario pari linea storica – tav. 3/3.

MDL1 00 D 26 RB GE0005 001 A. - Potenziamento della linea Rho-Arona tratta Rho-Gallarate – Relazione geotecnica generale.

MDL1 00 D 26 F5 GE0005 001 A. - Potenziamento della linea Rho-Arona tratta Rho-Gallarate – Profilo geotecnico – tav. 1/6.

MDL1 00 D 26 F5 GE0005 002 A. - Potenziamento della linea Rho-Arona tratta Rho-Gallarate – Profilo geotecnico – tav. 2/6.

MDL1 00 D 26 F5 GE0005 003 A. - Potenziamento della linea Rho-Arona tratta Rho-Gallarate – Profilo geotecnico – tav. 3/6.

MDL1 00 D 26 F5 GE0005 004 A. - Potenziamento della linea Rho-Arona tratta Rho-Gallarate – Profilo geotecnico – tav. 4/6.

MDL1 00 D 26 F5 GE0005 005 A. - Potenziamento della linea Rho-Arona tratta Rho-Gallarate – Profilo geotecnico – tav. 5/6.

MDL1 00 D 26 F5 GE0005 006 A. - Potenziamento della linea Rho-Arona tratta Rho-Gallarate – Profilo geotecnico – tav. 6/6.

4 Allegati

Il documento non è corredato da allegati.

5 Materiali

I calcoli statici sono stati eseguiti prevedendo l'impiego dei seguenti materiali.

CALCESTRUZZO

Si assumono le seguenti caratteristiche cubiche minime a compressione:

Magrone $R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$

Fondazione $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

Elevazione $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

In conformità alla normativa vigente e delle citate Istruzioni, i massimi valori unitari di tensione da prendere in conto nelle verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili sono:

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di compressione $\sigma_c = 11.00 \text{ N/mm}^2$

Tensioni tangenziali $\tau_{c0} = 0.67 \text{ N/mm}^2$ $\tau_{c1} = 1,97 \text{ N/mm}^2$

ACCIAIO

per tondi di diametro $\leq 26 \text{ mm}$ FeB 44k

per tondi di diametro $\geq 28 \text{ mm}$ FeB 38k

In conformità alla normativa vigente e delle citate Istruzioni, i massimi valori unitari di tensione da prendere in conto nelle verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili sono:

Acciaio tipo FeB 44k $\sigma_s = 255 \text{ N/mm}^2$

Acciaio tipo FeB 38k $\sigma_s = 215 \text{ N/mm}^2$

In accordo alla Tab. 2.2.2.4 delle istruzioni F.S., la tensione dell'acciaio (per le combinazioni TA1 e TA2), i diametri e le distanze tra le barre di acciaio, per limitare gli effetti della fessurazione, risultano:

$\sigma_s \leq 220 \text{ N/mm}^2$ diametro $\leq 20 \text{ mm}$ (massimo interasse barre 200mm)

$\sigma_s \leq 190 \text{ N/mm}^2$ diametro $\leq 24 \text{ mm}$ (massimo interasse barre 250mm)

$\sigma_s \leq 160 \text{ N/mm}^2$ diametro $\leq 30 \text{ mm}$ (massimo interasse barre 300mm)

COPRIFERRO

Soletta: 4 cm

Struttura controterra: 4 cm

6 Caratterizzazione stratigrafica

Per la caratterizzazione stratigrafica, si riportano quanto segue :

Tipologia	Caratterizzazione	Profondità (m)
R	Materiale di riporto costituito da ghiaiea sabbiosa di colore grigio con frammenti di laterizi e calcinacci	0 – 1.20
SL	Depositi del ciclo wurmiano a prevalente facies sabbiosa- limosa (sabbia a granulometria medio-fine, limosa)	1.20 – 2.35
GS	Deposito del ciclo wurmiano a prevalente facies ghiaioso-sabbiosa /ghiaie con sabbie da debolmente limose a limose) ricoperti da suoli lacustri	2.35 – 33.54 m
SG	Deposito del ciclo wurmiano a prevalente facies sabbiosa – ghiaiosa (sabbie con ghiaie limose)	33.54 ---

Per il rinterro così come per la fondazione, si considera un terreno avente le seguenti caratteristiche:

$$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)} = 19$$

$$\varphi' \text{ (}^\circ\text{)} = 35^\circ$$

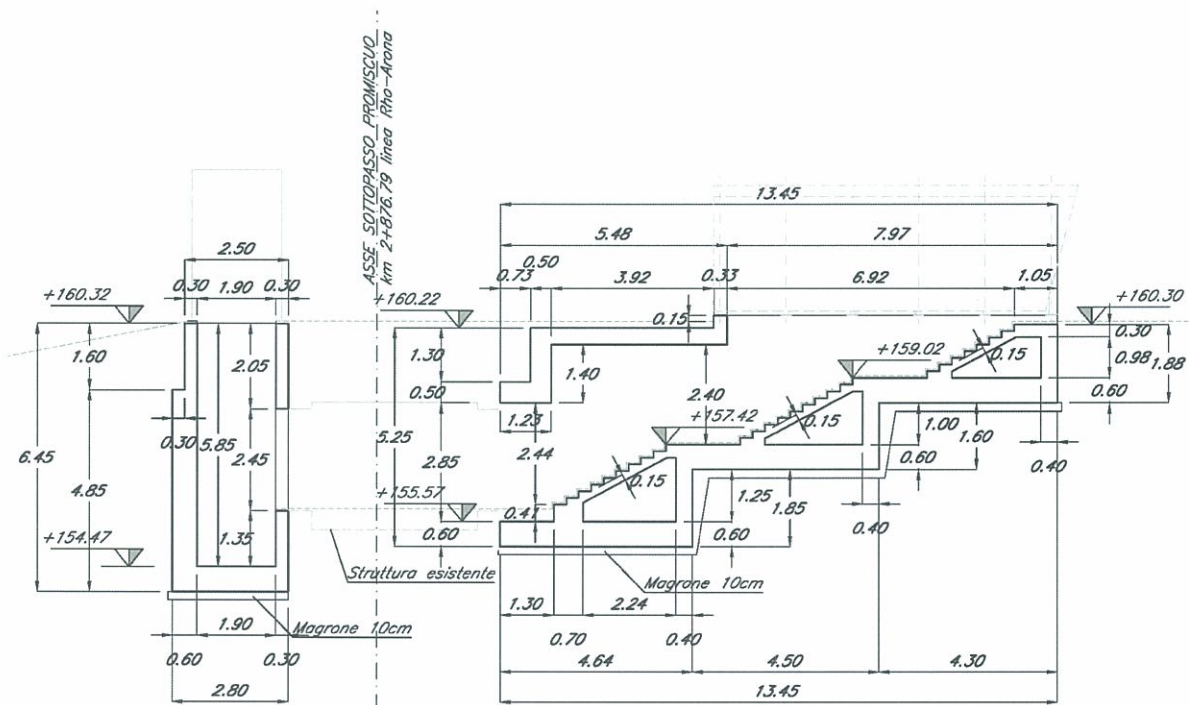
7 Modellazione adottata

Per il calcolo delle pareti esterne del muro ad U, si è adottata una schematizzazione semplificata a mensola di altezza pari al massimo dislivello piano di campagna e fondo del muro ad U. Si considera la mensola incastrata in corrispondenza dell'asse della soletta di fondo. Lo spessore è pari a 60 cm. A favore della sicurezza, non si è tenuto conto del peso proprio delle scale. Il terreno è considerato spingente per tutta l'altezza delle pareti.

L'armatura di seguito calcolata, verrà utilizzata per i muri di altezze inferiori.

8 Rampe di accesso alla banchina

Questa tipologia è valida per le pareti dei muri ad "U" di banchina che permettono l'accesso ai treni. L'altezza massima del muro, h , è pari a 5.00 m. questo tipologia di muro ad U è sottoposta all'azione di passaggio dei treni.



Sezione trasversale

8.1 Analisi dei carichi

8.1.1 Dati di base

I pesi dei materiali da costruzione e del terreno sono indicati nella tabella seguente:

PESI	kN/m ³	
	γ	Φ
calcestruzzo armato	25	-
Rinterro	19	35

8.1.2 Spinta del terreno (SPT)

Per il rinterro si prevede un angolo di attrito $\phi = 35^\circ$ ed un peso di volume $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$, lungo tutta l'altezza dei muri. Il coefficiente di spinta viene calcolato utilizzando la formula $K_a = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$, per cui si ottiene il valore $K_a = 0,271$.

Si considera un'altezza h pari a 5.00 m. La pressione sul muro dovuta alla spinta del terreno è quindi pari a:

$$p = \gamma \times h \times K_a = 19,00 \times (5.00) \times 0,271 = 25,75 \text{ kN/m}^2$$

8.1.3 Carichi permanenti dovuti alla pensilina in CA - (PPperm)

Analisi dei carichi pensilina CA

L'interasse tra due pilastrate è di 7.20 m, l'impronta della pensilina trasversalmente alla marcia dei treni è di 8.80 m.

Sovraccarichi elementari sul tegolo

Massetto pendenze in cls alleggerito $\gamma = 400 \text{ kg/m}^3$, spessore medio 5cm:	$p = 0.20 \text{ kN/m}^2$
Impermeabilizzazione in fibra di vetro impregnata con resine:	$p = 0.03 \text{ kN/m}^2$
Impianti:	$p = 0.20 \text{ kN/m}^2$
Eventuali pannelli fotovoltaici:	$p = 0.20 \text{ kN/m}^2$
Totale	P= 0.63
kN/m²	

Il peso risultante su un singolo pilastro è di $(0.63 \times 7.20 \times 8.26) / 2 = 18.73 \text{ kN}$.

Tegolo

Peso proprio tegolo

Tenendo conto della conformazione geometrica reale del tegolo si hanno quanto segue:

Peso specifico calcestruzzo (kN/m ³)	= 25.00
Peso proprio tegolo centrale	
Area (m ²)	= 0.7069
Peso lineare (kN/m)	= 0.71 * 25.00 = 17.75
Peso (kN)	= 17.75 * 1.80 = 31.95

Peso proprio tegolo laterale

Area (m ²)	= 0.6148
Peso lineare (kN/m)	= 0.62*25 = 15.50
Peso (kN)	= 15.50*1.80 = 27.90

Il peso totale dei tegoli scaricato su un singolo pilastro è quindi pari a $4*(2*27.90 + 31.95)/2$
= **175.50 kN.**

Trave

Peso proprio trave

assumendo una larghezza di 0.45 m, un'altezza di 0.65 m ed un peso di volume di 25 kN/m³
(pp = 7.31 kN/m), il peso totale dovuto alla trave è pari a $7.31 * 7.20 =$ **52.63 kN**

Pilastro

Peso proprio pilastro

Il pilastro ha sezione ellittica con assi pari a 0.45 m e 0.65 m, con un foro circolare Ø110 mm
al centro per il pluviale.

Assumendo un'area di 0.2208 m² ed un peso di volume di 25 kN/m³ (pp = 5.52 kN/m) con un
altezza totale del pilastro è pari a 4.45 m, il peso del pilastro è quindi pari a $5.52*4.45 =$
24.56 kN.

Riassunto peso della pensilina

Il peso totale della pensilina è pari a :

Peso pilastro	24.56 kN
Peso trave	52.63 kN
Peso tegolo	175.50 kN
Peso permanente portato dal tegolo	18.73 kN

Totale peso pensilina che grava su una singola mensola del muro ad U

271.42 kN

La pensilina è fissata alla rampa mediante un collegamento con dei tirafondi piastra (**per
maggiori dettagli, vedi relazione pensilina in ca**).

Si riportano le sollecitazioni al piede del pilastro, sul piano orizzontale a quota estradosso
della mensola della rampa. Si distinguono 3 casi :

Caso 1 : Mx max, Np, Tx, Ty e My corrispondenti.

Caso 2 : My max, Np, Tx, Ty e Mx corrispondenti.

Caso 3 : Npmax, Tx, Ty, Mx e My corrispondenti.

Lo sforzo normale è secondo la direzione del pilastro ovvero inclinato di 2° sulla verticale.

Si riportano le sollecitazioni con la scomposizione dello sforzo normale secondo la verticale e la sua componente secondo l'asse y ortogonale alla marcia dei treni.

$$N_z = N_p \cdot \cos 2^\circ =$$

$$T_{yf} = T_y + N_p \cdot \sin 2^\circ =$$

Comb. Corr.		Nz (kN)	Tx (kN)	Tyf (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
Co243	Caso 1	-242.31	-20.18	-14.952	-76.64	-26.68
Co83	Caso 2	-294.7	-2.55	-30.05	-8.76	-81.12
Co155	Caso 3	-374.05	-1.45	-21.568	-1.38	34.95

Si riportano le eccentricità relative ai casi di studio.

Comb corr + peso proprio		N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	ex (m) = My/N	ey (m) = Mx/N
Co243	Caso 1	-242.31	-76.64	-26.68	0.11	0.32
Co83	Caso 2	-294.7	-8.76	-81.12	0.28	0.03
Co155	Caso 3	-374.05	-1.38	34.95	-0.09	0.00

8.1.4 Spinta del terreno dovuta ai carichi accidentali (SPACC)

Si considera sul terrapieno la presenza di un sovraccarico accidentale pari a $q = 20.00 \text{ kN/m}^2$ (passaggio del treno) ed in via del tutto conservativo, lo si ritiene adossato al muro in modo tale da poterlo applicare su tutta l'altezza del muro.

La pressione corrispondente sui piedritti risulta:

$$Q_{\text{SPACC}} = q \times K_a = 20.00 \times 0.271 = 5.42 \text{ kN/m}^2$$

che si applica su tutta l'altezza del piedritto.

8.1.5 Azioni sismiche (SPS)

La spinta del terreno F_s , viene così calcolata:

$$F_s = A \cdot F'$$

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos \theta}$$

$\theta = \arctan C$ con $C =$ coefficiente di intensità sismica

$F' =$ spinta del terreno calcolata per $\alpha' = \alpha + \theta$

$$\beta' = \beta + \theta$$

β , α indicano, rispettivamente, l'angolo di inclinazione del terreno rispetto all'orizzontale e l'angolo di inclinazione del paramento interno rispetto alla verticale, come da normativa sismica, in questo caso sono entrambi pari a zero.

La sovraspinta sismica viene quindi calcolata considerando un coefficiente di spinta sismico incrementato rispetto a quello statico.

Dati generali

ϕ	35
α'	2.3
β'	2.3
δ	0
θ	2.3
A	0.999
Kas=	0.293

Ove:

**RELAZIONE DI CALCOLO SCALE E ASCENSORE
 BANCHINA - LATO SOTTOPASSO PROMISCUO**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12 D 44	CL	FV0200005	A	16/44

- ϕ Angolo di attrito interno
 α' Inclinazione del paramento di monte
 β' Inclinazione del terreno sull'orizzontale
 δ Inclinazione della spinta

K_{as} = coefficiente di spinta attivo in condizioni sismiche =

$$\frac{\text{sen}(\alpha' + \Phi)^2}{\text{sen}^2(\alpha') \cdot \text{sen}(\alpha' - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\Phi + \delta) \cdot \text{sen}(\Phi - \beta')}{\text{sen}(\beta' - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha' + \beta')}} \right]^2} = 0.296$$

La spinta statica F, viene così calcolata:

$$F = 1/2 \times \gamma \times h^2 \times K_a = 1/2 \times 19,00 \times 5,00^2 \times 0,271 = 64,36 \text{ kN/m}^2$$

La spinta F', viene così calcolata:

$$F = 1/2 \times \gamma \times h^2 \times K_{as} = 1/2 \times 19,00 \times 5,00^2 \times 0,293 = 69,59 \text{ kN/m}^2$$

INCREMENTO DI SPINTA DEL TERRENO $\Delta F = F_s - F$

Spinta in condizioni sismiche $F_s = A F'$ (DM 5-2-96)	F_s	69,59	kN/m
Spinta statica	F	64,36	kN/m
Incremento di spinta	ΔF	5,23	kN

Tale azione, si applica ai 2/3 dell'altezza del muro ovvero a 3.30 m dalla base.

8.1.6 Inerzia sui piedritti (IN)

Si considera un'azione di inerzia orizzontale sui piedritti pari a:

$$IN = C W_p$$

In cui:

$$C = 0,04$$

$$W_p = (0,75 \times 5,00) \times 25 = 93,70 \text{ kN/m}$$

$$\text{quindi } IN = 0,04 \times 93,70 = 3,75 \text{ kN/m.}$$

8.2 Combinazioni di calcolo

Le condizioni e le combinazioni di carico considerate sono le seguenti:

	SPT	SPperm	SPACC	SPS	IN
COMB 1a	1	1	1	0	0
COMB 1b	1	1	1	0	0
COMB 1c	1	1	1	0	0
COMB 2a	1	1	0.5	1	1
COMB 2b	1	1	0.5	1	1
COMB 2c	1	1	0.5	1	1
COMB 1Fa	1	1	0.8	0	0
COMB 1Fb	1	1	0.8	0	0
COMB 1Fc	1	1	0.8	0	0

Le combinazioni comb 1F sono per la verifica a fessurazione.

8.3 Calcolo delle sollecitazioni

Per le verifiche a pressoflessione si considerano le sollecitazioni a piede muro. Le sollecitazioni massime risultano:

COMB 1a

$$M_{x_{\max}} = \frac{q_{SPT} \cdot h^2}{6} + T_y(a)_{PPperm} \cdot h + M_x(a)_{PPperm} + \frac{q_{SPACC} \cdot h^2}{2} = 326.43 \text{ kNm}$$

$$M_{y_{\max}} = T_x(a)_{PPperm} \cdot h + M_y(a)_{PPperm} = 127.58 \text{ kNm}$$

$$T_{y_{\max}} = \frac{q_{SPT} \cdot h}{2} + T_y(a)_{PPperm} + q_{SPACC} \cdot h = 106.43 \text{ kN}$$

$$T_{x_{\max}} = T_x(a)_{PPperm} = 20.18 \text{ kN}$$

$$N = N(a)_{PPperm} + h \cdot s \cdot \gamma_{cls} = 388.45 \text{ kN}$$

COMB 1b

$$M_{x_{\max}} = \frac{q_{SPT} \cdot h^2}{6} + T_y(b)_{PPperm} \cdot h + M_x(b)_{PPperm} + \frac{q_{SPACC} \cdot h^2}{2} = 334.05 \text{ kNm}$$

$$M_{y_{\max}} = T_x(b)_{PPperm} \cdot h + M_y(b)_{PPperm} = 93.87 \text{ kNm}$$

$$T_{y_{\max}} = \frac{q_{SPT} \cdot h}{2} + T_y(b)_{PPperm} + q_{SPACC} \cdot h = 121.53 \text{ kN}$$

$$T_{x_{\max}} = T_x(b)_{PPperm} = 2.55 \text{ kN}$$

$$N = N(b)_{PPperm} + h \cdot s \cdot \gamma_{cls} = 388.45 \text{ kN}$$

COMB 1c

$$M_{x_{\max}} = \frac{q_{SPT} \cdot h^2}{6} + T_y(c)_{PPperm} \cdot h + M_x(c)_{PPperm} + \frac{q_{SPACC} \cdot h^2}{2} = 284.27 \text{ kNm}$$

$$M_{y_{\max}} = T_x(c)_{PPperm} \cdot h + M_y(c)_{PPperm} = 42.20 \text{ kNm}$$

$$T_{y_{\max}} = \frac{q_{SPT} \cdot h}{2} + T_y(c)_{PPperm} + q_{SPACC} \cdot h = 113.05 \text{ kN}$$

$$T_{x_{\max}} = T_x(c)_{PPperm} = 1.45 \text{ kN}$$

$$N = N(c)_{PPperm} + h \cdot s \cdot \gamma_{cls} = 467.80 \text{ kN}$$

COMB 2a

$$M_{x_{\max}} = \frac{q_{SPT} \cdot h^2}{6} + T_y(a)_{PPperm} + M_x(a)_{PPperm} + 0.5 \cdot \frac{q_{SPACC} \cdot h^2}{2} + 1 \cdot \frac{\Delta F \cdot 2 \cdot h}{3} + 1 \cdot \frac{IN \cdot h}{2} =$$

$$M_{x_{\max}} = 319.37 \text{ kNm}$$

$$M_{y_{\max}} = \frac{q_{SPT} \cdot h^2}{6} + T_x(a)_{PPperm} + M_y(a)_{PPperm} + 0.5 \cdot \frac{q_{SPACC} \cdot h^2}{2} + 1 \cdot \frac{\Delta F \cdot 2 \cdot h}{3} + 1 \cdot \frac{IN \cdot h}{2} =$$

$$M_{y_{\max}} = 127.58 \text{ kNm}$$

$$T_{y_{\max}} = 1 \cdot \frac{q_{SPT} \cdot h}{2} + T_y(a)_{PPperm} + 0.5 \cdot q_{SPACC} \cdot h + 1 \cdot \Delta F + 1 \cdot IN = 101.86 \text{ kN}$$

$$T_{x_{\max}} = T_x(a)_{PPperm} = 20.18 \text{ kN}$$

$$N = N(a)_{PPperm} + h \cdot s \cdot \gamma_{cls} = 336.06 \text{ kN}$$

COMB 2b

$$Mx_{\max} = \frac{q_{SPT} \cdot h^2}{6} + Ty(b)_{PPperm} + Mx(b)_{PPperm} + 0.5 \cdot \frac{q_{SPACC} \cdot h^2}{2} + 1 \cdot \frac{\Delta F \cdot 2 \cdot h}{3} + 1 \cdot \frac{IN \cdot h}{2} =$$

$$Mx_{\max} = 326.99 \text{ kNm}$$

$$My_{\max} = \frac{q_{SPT} \cdot h^2}{6} + Tx(b)_{PPperm} + My(b)_{PPperm} + 0.5 \cdot \frac{q_{SPACC} \cdot h^2}{2} + 1 \cdot \frac{\Delta F \cdot 2 \cdot h}{3} + 1 \cdot \frac{IN \cdot h}{2} =$$

$$My_{\max} = 93.87 \text{ kNm}$$

$$Ty_{\max} = 1 \cdot \frac{q_{SPT} \cdot h}{2} + Ty(b)_{PPperm} + 0.5 \cdot q_{SPACC} \cdot h + 1 \cdot \Delta F + 1 \cdot IN = 116.96 \text{ kN}$$

$$Tx_{\max} = Tx(b)_{PPperm} = 2.55 \text{ kN}$$

$$N = N(b)_{PPperm} + h \cdot s \cdot \gamma_{cls} = 388.45 \text{ kN}$$

COMB 2c

$$Mx_{\max} = \frac{q_{SPT} \cdot h^2}{6} + Ty(c)_{PPperm} + Mx(c)_{PPperm} + 0.5 \cdot \frac{q_{SPACC} \cdot h^2}{2} + 1 \cdot \frac{\Delta F \cdot 2 \cdot h}{3} + 1 \cdot \frac{IN \cdot h}{2} =$$

$$Mx_{\max} = 277.21 \text{ kNm}$$

$$My_{\max} = \frac{q_{SPT} \cdot h^2}{6} + Tx(c)_{PPperm} + My(c)_{PPperm} + 0.5 \cdot \frac{q_{SPACC} \cdot h^2}{2} + 1 \cdot \frac{\Delta F \cdot 2 \cdot h}{3} + 1 \cdot \frac{IN \cdot h}{2} =$$

$$My_{\max} = 42.20 \text{ kNm}$$

$$Ty_{\max} = 1 \cdot \frac{q_{SPT} \cdot h}{2} + Ty(c)_{PPperm} + 0.5 \cdot q_{SPACC} \cdot h + 1 \cdot \Delta F + 1 \cdot IN = 108.48 \text{ kN}$$

$$Tx_{\max} = Tx(c)_{PPperm} = 1.45 \text{ kN}$$

$$N = N(c)_{PPperm} + h \cdot s \cdot \gamma_{cls} = 467.80 \text{ kN}$$

COMB 1Fa

$$Mx_{\max} = \frac{q_{SPT} \cdot h^2}{6} + Ty(a)_{PPperm} + Mx(a)_{PPperm} + 0.8 \cdot \frac{q_{SPACC} \cdot h^2}{2} + 0 \cdot \frac{q_{SPS} \cdot h^2}{3} + 0 \cdot \frac{q_{IN} \cdot h^2}{2} =$$

$$Mx_{\max} = 312.88 \text{ KNm}$$

$$My_{\max} = \frac{q_{SPT} \cdot h^2}{6} + Tx(a)_{PPperm} + My(a)_{PPperm} + 0.8 \cdot \frac{q_{SPACC} \cdot h^2}{2} + 0 \cdot \frac{q_{SPS} \cdot h^2}{3} + 0 \cdot \frac{q_{IN} \cdot h^2}{2} =$$

$$My_{\max} = 127.58 \text{ KNm}$$

$$N = N(a)_{PPperm} + h \cdot s \cdot \gamma_{cls} = 336.06 \text{ KN}$$

COMB 1Fb

$$Mx_{\max} = \frac{q_{SPT} \cdot h^2}{6} + Ty(b)_{PPperm} + Mx(b)_{PPperm} + 0.8 \cdot \frac{q_{SPACC} \cdot h^2}{2} + 0 \cdot \frac{q_{SPS} \cdot h^2}{3} + 0 \cdot \frac{q_{IN} \cdot h^2}{2} =$$

$$Mx_{\max} = 320.50 \text{ KNm}$$

$$My_{\max} = \frac{q_{SPT} \cdot h^2}{6} + Tx(b)_{PPperm} + My(b)_{PPperm} + 0.8 \cdot \frac{q_{SPACC} \cdot h^2}{2} + 0 \cdot \frac{q_{SPS} \cdot h^2}{3} + 0 \cdot \frac{q_{IN} \cdot h^2}{2} =$$

$$My_{\max} = 93.87 \text{ KNm}$$

$$N = N(b)_{PPperm} + h \cdot s \cdot \gamma_{cls} = 388.45 \text{ KN}$$

COMB 1Fc

$$Mx_{\max} = \frac{q_{SPT} \cdot h^2}{6} + Ty(c)_{PPperm} + Mx(c)_{PPperm} + 0.8 \cdot \frac{q_{SPACC} \cdot h^2}{2} + 0 \cdot \frac{q_{SPS} \cdot h^2}{3} + 0 \cdot \frac{q_{IN} \cdot h^2}{2} =$$

$$Mx_{\max} = 270.72 \text{ KNm}$$

$$My_{\max} = \frac{q_{SPT} \cdot h^2}{6} + Tx(c)_{PPperm} + My(c)_{PPperm} + 0.8 \cdot \frac{q_{SPACC} \cdot h^2}{2} + 0 \cdot \frac{q_{SPS} \cdot h^2}{3} + 0 \cdot \frac{q_{IN} \cdot h^2}{2} =$$

$$My_{\max} = 42.20 \text{ KNm}$$

$$N = N(c)_{PPperm} + h \cdot s \cdot \gamma_{cls} = 467.80 \text{ KN}$$

Tabella riassuntiva delle sollecitazioni al piede della mensola

	Comb1a	Comb1b	Comb1c	Comb2a	Comb2b	Comb2c	Comb1Fa	Comb1Fb	Comb1Fc
Mx (kNm)	326.43	334.05	284.27	319.37	326.99	277.21	312.88	320.50	270.72
My (kNm)	127.58	93.87	42.20	127.58	93.87	42.20	127.58	93.87	42.20
Ty (kN)	106.43	121.53	113.05	101.86	116.96	108.48	101.01	116.11	107.63
Tx (kN)	20.18	2.55	1.45	20.18	2.55	1.45	20.18	2.55	1.45
N (kN)	336.06	388.45	467.80	336.06	388.45	467.80	336.06	388.45	467.80

Verifiche di resistenza

Si effettuano le verifiche a pressoflessione e taglio della mensola e della soletta di fondo :

Mensola

Verifica a flessione composta

Per le combinazioni di esercizio, la Comb 1a risulta essere la più sfavorevole :

$M_x = 326.43 \text{ kNm}$;

$M_y = 127.58 \text{ kNm}$;

$N = 336.06 \text{ kN}$

Titolo :

N° figure elementari **Zoom** N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	31.42	5
			2	45.24	55

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="336.06"/> kN
M_{xEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="326.43"/> kNm
M_{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="127.58"/> kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

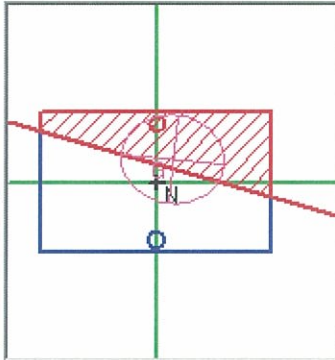
Coord.[cm] xN
yN

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.



Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Materiali

B450C	C28/35
ϵ_{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3.5"/>
E_s <input type="text" value="200 000"/> N/mm²	f_{cd} <input type="text" value="15.87"/>
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0.8"/> [?]
ϵ_{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="11"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co} <input type="text" value="0.6667"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="1.971"/>

Verifica

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_s ‰

d cm

x w/d

δ

N° iterazioni:

Precompresso

Verifica a taglio

$T_y = 121.53 \text{ kN}$

Per le combinazioni di esercizio, la Comb 1a risulta essere la più sfavorevole per la Tx:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE
DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01
POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA
TRATTA RHO-GALLARATE - QUADRUPPLICAMENTO RHO-
PARABIAGO E RACCORDO Y

**RELAZIONE DI CALCOLO SCALE E ASCENSORE
BANCHINA - LATO SOTTOPASSO PROMISCUO**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12 D 44	CL	FV0200005	A	24/44

$$T_x = 20.18 \text{ kN}$$

Si verifica rispetto alla T_y .

$$T_y = 121.53 \text{ kN}$$

$$\tau_{c0} = 0.25 \text{ N/mm}^2 < \tau_{c0} = 0.67 \text{ N/mm}^2$$

Non occorre predisporre armatura a taglio.

Verifica Comb 1.a

Taglio	33606 kg	
Torsione	12758 kg m	
Rck	350	
s_a	2600 kg/cm ²	
t_{c0}	6.67 kg/cm ²	
t_{c1}	19.71 kg/cm ²	
H	60 cm	a
b	100 cm	b
copriferro	4 cm	
W	4500 cm ²	
p	280 cm	
a	4.23	
t_{taglio}	6.67 kg/cm ²	
t_{torsione}	14.98 kg/cm ²	
t_{tot}	21.65 kg/cm ²	
$A_{I_{\text{torsione}}}$	15.27 cm ²	
$A_{st_{\text{taglio}}}$	25.65 cm ² /m	
$A_{st_{\text{torsione}}}$	5.45 cm ² /m	

Verifica Comb 1.b

Taglio	38845 kg	
Torsione	9387 kg m	
Rck	350	
s_a	2600 kg/cm ²	
t_{c0}	6.67 kg/cm ²	
t_{c1}	19.71 kg/cm ²	
H	60 cm	a
b	100 cm	b
copriferro	4 cm	
W	4500 cm ²	
p	280 cm	
a	4.23	
t_{taglio}	7.71 kg/cm ²	
t_{torsione}	11.03 kg/cm ²	
t_{tot}	18.73 kg/cm ²	
$A_{I_{\text{torsione}}}$	11.23 cm ²	
$A_{st_{\text{taglio}}}$	29.64 cm ² /m	
$A_{st_{\text{torsione}}}$	4.01 cm ² /m	

Verifica Comb 1.c

Taglio	46780 kg	
Torsione	4220 kg m	
Rck	350	
s _a	2600 kg/cm ²	
t _{c0}	6.67 kg/cm ²	
t _{c1}	19.71 kg/cm ²	
H	60 cm	a
b	100 cm	b
copriferro	4 cm	
W	4500 cm ²	
p	280 cm	
a	4.23	
t _{taglio}	9.28 kg/cm ²	
t _{torsione}	4.96 kg/cm ²	
t _{tot}	14.24 kg/cm ²	
A _{I torsione}	5.05 cm ²	
A _{st taglio}	35.70 cm ² /m	
A _{st torsione}	1.80 cm ² /m	

La Comb **1a** risulta essere la più sfavorevole per la sollecitazione di torsione, mentre la combinazione 1c risulta essere la più sfavorevole per la sollecitazione di taglio.

Si definisce quindi per l'armatura longitudinale a torsione il valore seguente :

Armatura longitudinale per la torsione pari a 10 Ø14 = 15.39 cm² .

E per l'armatura trasversale si predispone Ø12 passo 09, 4 braccia, pari a 50.3 cm²/m.

Tabella riassuntiva armatura muro ad U

Mensola

Armatura muro: ϕ 20/10 (esterno)

Armatura muro: ϕ 24/10 (interno)

Armatura ripartizione muro: ϕ 12/20

Fondazione

Armatura muro: ϕ 20/10 (superiori)

Armatura muro: ϕ 24/10 (inferiori)

Armatura trasversale sp. 60 cm: staffe 4 braccia ϕ 12/09

Armatura longitudinale torsione : 10 ϕ 14

8.4 Verifica a fessurazione

L'apertura massima ammissibile delle fessure, w_k , è pari a 0.15 mm.

Mensola

Per le combinazioni per il calcolo delle aperture delle fessure, si considerano le combinazioni seguenti

Comb 1fb

$M_x = 320.50 \text{ kNm}$;

$N = 388.45 \text{ kN}$

Comb 1fa

$M_x = 312.88 \text{ kNm}$

$N = 336.06 \text{ kN}$

**RELAZIONE DI CALCOLO SCALE E ASCENSORE
BANCHINA - LATO SOTTOPASSO PROMISCUO**

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
MDL1 12 D 44 CL FV0200005 A 31/44

Sollecitazioni

Momento flettente	M	320.5	kN m
Sforzo normale	N	388.45	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{amm}	11.0	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2.9	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2.0	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	60	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	As_1'	31.42	cm ²	10 Ø 20	$c_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	As_2'	0.00	cm ²	Ø	$c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	As_2	0.00	cm ²	Ø	$c_{i2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	As_1	45.24	cm ²	10 Ø 24	$c_{i1} = 5$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	5.6	N/mm ²	<	σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	107.6	N/mm ²	<	σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	82.5	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	52.5	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	24.0	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	7073	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	2518639	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	1283566	cm ⁴		

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	216	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	289	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	74.3	cm	
	u (M_{fess})	44.3	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	5.1		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	93.5	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	24.6	cm	
	β_1	1		
	β_2	0.5		
Deform. unitaria media dell'arm.	ϵ_{sm}	0.00032		
Copriferro netto	c'	3.8	cm	
Altezza efficace	d_{eff}	21.8	cm	
Area efficace	$A_{c,eff}$	2180	cm ²	
Armatura nell'area efficace	$A_{s,eff}$	45.2	cm ²	
	pr	0.02075		
Distanza tra le barre	s	10.0	cm	
	K_2	0.4		
	K_3	0.125		
Distanza media tra le fessure	s_m	15.4	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w _m	0.05	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w _k	0.08	mm	

**RELAZIONE DI CALCOLO SCALE E ASCENSORE
 BANCHINA - LATO SOTTOPASSO PROMISCUO**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12 D 44	CL	FV0200005	A	32/44

Sollecitazioni

Momento flettente	M	312.88	kN m
Sforzo normale	N	336.06	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{amm}	11.0	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2.9	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2.0	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	60	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	31.42	cm ²	10 Ø 20	$c_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	Ø	$c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	Ø	$c_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	45.24	cm ²	10 Ø 24	$c_{t1} = 5$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	5.4	N/mm ²	<	σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	109.0	N/mm ²	<	σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	93.1	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	63.1	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	23.4	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	7073	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	2518639	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	1264331	cm ⁴		

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	210	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	282	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	84.0	cm	
	u (M_{fess})	54.0	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	4.9		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	95.4	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	23.9	cm	
	β_1	1		
	β_2	0.5		
Deform. unitaria media dell'arm.	ϵ_{sm}	0.00032		
Copriferro netto	c'	3.8	cm	
Altezza efficace	d_{eff}	21.8	cm	
Area efficace	A_{Ceff}	2180	cm ²	
Armatura nell'area efficace	AS_{eff}	45.2	cm ²	
	ρ_r	0.02075		
Distanza tra le barre	s	10.0	cm	
	K_2	0.4		
	K_3	0.125		
Distanza media tra le fessure	s_{fm}	15.4	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w_m	0.05	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	wk	0.08	mm	

Fondazione

Per le combinazioni per il calcolo delle aperture delle fessure, si considerano le combinazioni seguenti

Comb 1fb

$M_x = 320.50 \text{ kNm}$;

$N = 116.11 \text{ kN}$

Comb 1fa

$M_x = 312.88 \text{ kNm}$

$N = 101.01 \text{ kN}$

**RELAZIONE DI CALCOLO SCALE E ASCENSORE
BANCHINA - LATO SOTTOPASSO PROMISCUO**

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
MDL1 12 D 44 CL FV0200005 A 34/44

Sollecitazioni

Momento flettente	M	320.5	kN m
Sforzo normale	N	116.11	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{amm}	11.0	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2.9	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2.0	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	60	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	As_1'	31.42	cm ²	10 Ø 20	$c_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	As_2'	0.00	cm ²	Ø	$c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	As_2	0.00	cm ²	Ø	$c_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	As_1	45.24	cm ²	10 Ø 24	$c_{t1} = 5$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	5.2	N/mm ²	<	σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	133.1	N/mm ²	<	σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	276.0	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	246.0	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	20.4	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	7073	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	2518639	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	1206962	cm ⁴		

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	184	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	256	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	220.8	cm	
	u (M_{fess})	190.8	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	4.2		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	104.2	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	20.8	cm	
	β_1	1		
	β_2	0.5		
Deform. unitaria media dell'arm.	ϵ_{sm}	0.00044		
Copriferro netto	c'	3.8	cm	
Altezza efficace	d_{eff}	21.8	cm	
Area efficace	$A_{c,eff}$	2180	cm ²	
Armatura nell'area efficace	As_{eff}	45.2	cm ²	
	p_r	0.02075		
Distanza tra le barre	s	10.0	cm	
	K_2	0.4		
	K_3	0.125		
Distanza media tra le fessure	s_{fm}	15.4	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w _m	0.07	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w _k	0.11	mm	

**RELAZIONE DI CALCOLO SCALE E ASCENSORE
 BANCHINA - LATO SOTTOPASSO PROMISCUO**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOLGIO
MDL1	12 D 44	CL	FV0200005	A	35/44

Sollecitazioni

Momento flettente	M	312.88	kN m
Sforzo normale	N	101.01	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{amm}	11.0	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2.9	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2.0	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{amm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	60	cm
Larghezza sezione	B	100	cm
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	31.42	cm ² 10 Ø 20 $c_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ² Ø $c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ² Ø $c_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	45.24	cm ² 10 Ø 24 $c_{t1} = 5$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	5.1	N/mm ² < σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	131.1	N/mm ² < σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	309.8	cm > H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	279.8	cm
Posizione asse neutro	y (M)	20.2	cm
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	7073	cm ²
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	2518639	cm ⁴
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	1205587	cm ⁴

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	182	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	255	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	252.0	cm	
	u (M_{fess})	222.0	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	4.2		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	104.8	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	20.5	cm	
	β_1	1		
	β_2	0.5		
Deform. unitaria media dell'arm.	ϵ_{sm}	0.00042		
Copriferro netto	c'	3.8	cm	
Altezza efficace	d_{eff}	21.8	cm	
Area efficace	AC_{eff}	2180	cm ²	
Armatura nell'area efficace	AS_{eff}	45.2	cm ²	
	p_r	0.02075		
Distanza tra le barre	s	10.0	cm	
	K_2	0.4		
	K_3	0.125		
Distanza media tra le fessure	s_{fm}	15.4	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w _m	0.07	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w _k	0.11	mm	

9 Setto del nucleo ascensore

9.1 Analisi dei carichi

9.1.1 Dati di base

I pesi dei materiali da costruzione e del terreno sono indicati nella tabella seguente:

PESI	kN/m ³	
	γ	Φ
calcestruzzo armato	25	-
Rinterro	19	35

9.1.2 Spinta del terreno (SPT)

Per il rinterro si prevede un angolo di attrito $\phi = 35^\circ$ ed un peso di volume $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$, lungo tutta l'altezza dei muri. Il coefficiente di spinta viene calcolato utilizzando la formula $K_a = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$, per cui si ottiene il valore $K_a = 0,271$.

Si considera un'altezza h pari a 6.20 m. La pressione sul muro dovuta alla spinta del terreno è quindi pari a:

$$Q_{\text{SPT}} = \gamma \times h \times K_a = 19,00 \times (6.20) \times 0,271 = 31,92 \text{ kN/m}^2$$

9.1.3 Spinta del terreno dovuta ai carichi accidentali (SPACC)

Si considera sul terrapieno la presenza di un sovraccarico accidentale pari a $q = 10.00 \text{ kN/m}^2$.

La pressione corrispondente sui piedritti risulta:

$$Q_{\text{SPACC}} = q \times K_a = 10.00 \times 0.271 = 2.71 \text{ kN/m}^2$$

che si applica su tutta l'altezza del piedritto.

9.1.4 Azioni sismiche (SPS)

La spinta del terreno F_s , viene così calcolata:

$$F_s = A \cdot F'$$

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos \theta}$$

$\theta = \arctan C$ con $C =$ coefficiente di intensità sismica

$F' =$ spinta del terreno calcolata per $\alpha' = \alpha + \theta$

$$\beta' = \beta + \theta$$

β , α indicano, rispettivamente, l'angolo di inclinazione del terreno rispetto all'orizzontale e l'angolo di inclinazione del paramento interno rispetto alla verticale, come da normativa sismica, in questo caso sono entrambi pari a zero.

La sovraspinta sismica viene quindi calcolata considerando un coefficiente di spinta sismico incrementato rispetto a quello statico.

Dati generali

ϕ	35
α'	2.3
β'	2.3
δ	0
θ	2.3
A	0.999
K_{as}	0.293

Ove:

ϕ	Angolo di attrito interno
α'	Inclinazione del paramento di monte
β'	Inclinazione del terreno sull'orizzontale
δ	Inclinazione della spinta

$K_{as} =$ coefficiente di spinta attivo in condizioni sismiche =

$$\frac{\text{sen}(\alpha' + \Phi)^2}{\text{sen}^2(\alpha') \cdot \text{sen}(\alpha' - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\Phi + \delta) \cdot \text{sen}(\Phi - \beta')}{\text{sen}(\beta' - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha' + \beta')}} \right]^2} = 0.296$$

La spinta statica F , viene così calcolata:

$$F = 1/2 \times \gamma \times h^2 \times K_a = 1/2 \times 19,00 \times 6,20^2 \times 0,271 = 98,96 \text{ kN/m}^2$$

La spinta F' , viene così calcolata:

$$F' = 1/2 \times \gamma \times h^2 \times K_{as} = 1/2 \times 19,00 \times 6,20^2 \times 0,293 = 106,99 \text{ kN/m}^2$$

INCREMENTO DI SPINTA DEL TERRENO $\Delta F = F_s - F$

Spinta in condizioni sismiche $F_s = A F'$ (DM 5-2-96) F_s 106,99 kN/m

Spinta statica	F	98,96	kN/m
Incremento di spinta	ΔF	8,03	kN

Tale azione, si applica ai 2/3 dell'altezza del muro ovvero a **4.13** m dalla base.

9.1.5 Inerzia sui piedritti (IN)

Si considera un'azione di inerzia orizzontale sui piedritti pari a:

$$IN = C W_p$$

In cui:

$$C = 0,04$$

$$W_p = ((0,60 \times 4.55) + (0.30 \times 1.60) \times 25) = 80.25 \text{ kN/m}$$

$$\text{quindi } Q_{IN} = 0.04 \times 80,25 = 3.21 \text{ kN/m.}$$

9.2 Combinazioni di calcolo

Le condizioni e le combinazioni di carico considerate sono le seguenti:

	SPT	SPACC	SPS	IN
COMB 1	1	1	0	0
COMB 2	1	0.5	1	1
COMB 1F	1	0.8	0	0

La combinazione comb 1F è per la verifica a fessurazione.

9.3 Calcolo delle sollecitazioni

Per le verifiche a pressoflessione si considerano le sollecitazioni a piede muro. Le sollecitazioni massime risultano:

COMB 1

$$M_{\max} = \frac{q_{SPT} \cdot h^2}{6} + \frac{q_{SPperm} \cdot h^2}{2} + \frac{q_{SPACC} \cdot h^2}{2} = 256.59 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = \frac{q_{SPT} \cdot h}{2} + q_{SPperm} \cdot h + q_{SPACC} \cdot h = 115.75 \text{ kN}$$

$$N = h \cdot s \cdot \gamma_{cls} = 81.00 \text{ kN}$$

COMB 2

$$M_{\max} = \frac{q_{SPT} \cdot h^2}{6} + \frac{q_{SPperm} \cdot h^2}{2} + 0.5 \cdot \frac{q_{SPACC} \cdot h^2}{2} + 1 \cdot \frac{\Delta F \cdot 2 \cdot h}{3} + 1 \cdot \frac{IN \cdot h}{2} = 273.69 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 1 \cdot \frac{q_{SPT} \cdot h}{2} + q_{SPperm} \cdot h + 0.5 \cdot q_{SPACC} \cdot h + 1 \cdot \Delta F + 1 \cdot IN = 118.59 \text{ kN}$$

$$N = h \cdot s \cdot \gamma_{cls} = 81.00 \text{ kN}$$

COMB 3

La COMB 3 è stata definita per la verifica a fessurazione.:

$$M_{\max} = \frac{q_{SPT} \cdot h^2}{6} + \frac{q_{SPperm} \cdot h^2}{2} + 0.8 \cdot \frac{q_{SPACC} \cdot h^2}{2} + 0 \cdot \frac{q_{SPS} \cdot h^2}{3} + 0 \cdot \frac{q_{IN} \cdot h^2}{2} = 246.17 \text{ KNm}$$

$$N = h \cdot s \cdot \gamma_{cls} = 81.00 \text{ KN}$$

La combinazione sismica risulta essere la più sfavorevole:

$$M = 273.69 \text{ kNm}$$

$$T = 118.59 \text{ kN}$$

$$N = 81.00 \text{ kN}$$

Si effettua le verifiche di fessurazione rispetto alla combinazione 1 F :

$$M = 246.17 \text{ kNm}$$

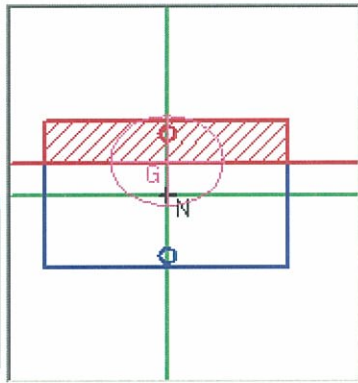
$$N = 81.00 \text{ kN}$$

9.4 Verifiche di resistenza

Si effettuano le verifiche a pressoflessione e taglio della mensola e della soletta di fondo :

Mensola

Verifica a pressoflessione

Titolo : <input type="text"/>		Tipo Sezione																
N° figure elementari <input type="text" value="1"/> Zoom	N° strati barre <input type="text" value="2"/> Zoom	<input checked="" type="radio"/> Rettan.re	<input type="radio"/> Trapezi															
<input type="radio"/> a T	<input type="radio"/> Circolare	<input type="radio"/> Rettangoli	<input type="radio"/> Coord.															
<table border="1"> <thead> <tr> <th>N°</th> <th>b [cm]</th> <th>h [cm]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>100</td> <td>60</td> </tr> </tbody> </table>	N°	b [cm]	h [cm]	1	100	60	<table border="1"> <thead> <tr> <th>N°</th> <th>As [cm²]</th> <th>d [cm]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>31.42</td> <td>5</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>31.42</td> <td>55</td> </tr> </tbody> </table>	N°	As [cm²]	d [cm]	1	31.42	5	2	31.42	55		
N°	b [cm]	h [cm]																
1	100	60																
N°	As [cm²]	d [cm]																
1	31.42	5																
2	31.42	55																
Sollecitazioni S.L.U. <input type="button" value="→"/> Metodo n <input type="button" value="←"/>		P.to applicazione N <input checked="" type="radio"/> Centro <input type="radio"/> Baricentro cls <input type="radio"/> Coord.[cm] xN <input type="text" value="0"/> yN <input type="text" value="0"/>																
N _{Ed} <input type="text" value="0"/> <input type="text" value="81.00"/> kN M _{xEd} <input type="text" value="0"/> <input type="text" value="273.69"/> kNm M _{yEd} <input type="text" value="0"/> <input type="text" value="0"/>	Metodo di calcolo <input type="radio"/> S.L.U.+ <input type="radio"/> S.L.U.- <input checked="" type="radio"/> Metodo n																	
Materiali																		
B450C ϵ_{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰ f_{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm² E_s <input type="text" value="200000"/> N/mm² E_s/E_c <input type="text" value="15"/> ϵ_{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰ $\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm²	C28/35 ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰ σ_{cu} <input type="text" value="3.5"/> f_{cd} <input type="text" value="15.87"/> f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0.8"/> ? $\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="11"/> τ_{co} <input type="text" value="0.6667"/> τ_{c1} <input type="text" value="1.971"/>	σ_c <input type="text" value="-4.968"/> N/mm² σ_s <input type="text" value="163.4"/> N/mm² ϵ_s <input type="text" value="0.8168"/> ‰ d <input type="text" value="55"/> cm x <input type="text" value="17.23"/> x/d <input type="text" value="0.3133"/> δ <input type="text" value="0.8316"/>	Verifica N° iterazioni: <input type="text" value="4"/> <input type="checkbox"/> Precompresso															

L'armatura è costituita da :

ϕ 20/10 (esterno e interno)

Verifica a taglio

T = 118.59 kN.

$\tau_{co} = 0.24 \text{ N/mm}^2 < \tau_{co} = 0.67 \text{ N/mm}^2$

Non occorre predisporre armatura a taglio.

9.5 Verifica a fessurazione

Mensola

Sollecitazioni

Momento flettente	M	246.17	kN m
Sforzo normale	N	81	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{amm}	11.0	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2.9	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2.0	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	60	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	As_1'	31.42	cm ²	10 Ø 20	$c_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	As_2'	0.00	cm ²	Ø	$c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	As_2	0.00	cm ²	Ø	$c_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	As_1	31.42	cm ²	10 Ø 20	$c_{t1} = 5$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	4.5	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	145.8	N/mm ²	< σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	303.9	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	273.9	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	17.4	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	6880	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	2389049	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	913979	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	170	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	239	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	295.6	cm	
	u (M_{fess})	265.6	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	4.4		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	141.5	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	17.4	cm	
	β_1	1		
	β_2	0.5		
Deform. unitaria media dell'arm.	ϵ_{sm}	0.00037		
Copriferro netto	c'	4.0	cm	
Altezza efficace	d_{eff}	19.0	cm	
Area efficace	$A_{c,eff}$	1900	cm ²	
Armatura nell'area efficace	$A_{s,eff}$	31.4	cm ²	
	ρ_r	0.01653		
Distanza tra le barre	s	10.0	cm	
	K_2	0.4		
	K_3	0.125		
Distanza media tra le fessure	s_{fm}	16.0	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w _m	0.06	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w _k	0.10	mm	

Fondazione

Sollecitazioni

Momento flettente	M	246.17	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{amm}	11.0	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	2.9	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2.0	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{s,amm}$	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	60	cm
Larghezza sezione	B	100	cm
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	31.42	cm ² 10 Ø 20 $c_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ² Ø $c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ² Ø $c_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	31.42	cm ² 10 Ø 20 $c_{t1} = 5$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	4.4	N/mm ² < $\sigma_{c,amm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	157.6	N/mm ² < $\sigma_{s,amm}$

Eccentricità	e (M)	∞	cm > H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm
Posizione asse neutro	y (M)	16.2	cm
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	6880	cm ²
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	2389049	cm ⁴
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	910246	cm ⁴

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	161	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	230	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	∞	cm	
	u (M_{fess})	∞	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cr}	4.1		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	147.3	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	16.2	cm	
	β_1	1		
	β_2	0.5		
Deform. unitaria media dell'arm.	ϵ_{sm}	0.00042		
Copriferro netto	c'	4.0	cm	
Altezza efficace	d_{eff}	19.0	cm	
Area efficace	AC_{eff}	1900	cm ²	
Armatura nell'area efficace	AS_{eff}	31.4	cm ²	
	p_r	0.01653		
Distanza tra le barre	s	10.0	cm	
	K_2	0.4		
	K_3	0.125		
Distanza media tra le fessure	s_{fm}	16.0	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w _m	0.07	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w _k	0.12	mm	

10 Incidenze armature

Si riportano di seguito le incidenze delle armature [kg / m³]:

Rampe di accesso alle banchine

- MENSOLA 125 kg / m³
- FONDAZIONE 175 kg / m³

Setto del nucleo ascensore

- MENSOLA 110 kg / m³
- FONDAZIONE 110 kg / m³