

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



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

**DIREZIONE TECNICA - CENTRO DI PRODUZIONE MILANO
PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO INTEGRATO**

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

OPERE PRINCIPALI - SOTTOVIA E SOTTOPASSI

SLX1 - Nuovo sottovia via Arluno-Pogliano M.se al km 4+251

Relazione di calcolo muri di sostegno

SCALA:

-

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

MDL1 12 D 26 CL SLX100 003 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	A. Ingletti	Dic. 2010			S. Borelli		

INDICE

1	SCOPO DEL DOCUMENTO.....	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	Documenti Referenziati	6
2.2	Documenti correlati.....	7
2.3	Documenti superati.....	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	8
4	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	10
5	MURO H=6.50 m.....	12
5.1	Modello di calcolo	12
5.2	Analisi dei carichi.....	14
5.3	Condizioni e combinazioni di carico	15
5.4	Sollecitazioni.....	16
5.5	Verifiche di resistenza	17
5.6	Verifiche a fessurazione	20
6	MURO H=5.50 m.....	23
6.1	Modello di calcolo	23
6.2	Analisi dei carichi.....	25
6.3	Condizioni e combinazioni di carico	26
6.4	Sollecitazioni.....	27
6.5	Verifiche di resistenza	28
6.6	Verifiche a fessurazione	30
7	MURO H=4.50 m.....	32
7.1	Modello di calcolo	32
7.2	Analisi dei carichi.....	34
7.3	Condizioni e combinazioni di carico	35
7.4	Sollecitazioni.....	36
7.5	Verifiche di resistenza	37
7.6	Verifiche a fessurazione	39
8	MURO H=3.50 m.....	41
8.1	Modello di calcolo	41
8.2	Analisi dei carichi.....	43
8.3	Condizioni e combinazioni di carico	44
8.4	Sollecitazioni.....	45
8.5	Verifiche di resistenza	46
8.6	Verifiche a fessurazione	48

1 SCOPO DEL DOCUMENTO

Lo scopo del presente documento è quello di analizzare le strutture delle rampe di accesso al nuovo sottovia SLX1 di via Arluno a Pogliano Milanese.

Le rampe di accesso sono contenute all'interno di muri ad "U": la rampa sud ha muri di lunghezza complessiva 60 m, mentre la rampa nord ha muri di lunghezza 72 m. La larghezza dei muri è 8.00 m, corrispondente a due corsie da 3.00 m e due banchine da 1.00 m. I muri a "U" sono suddivisi in conci di lunghezza 6.00 m; ciascun concio ha altezza costante, variabile da 3.00 m a 6.50 m. I muri di altezza compresa tra 3.00 m e 5.50 m hanno piedritti di spessore costante, pari a 0.60 m e la suola di fondazione con spessore 0.80 m. I muri di altezza 6.00 m e 6.50 m hanno il paramento con spessore variabile, pari a 0.80 m nella parte bassa e 0.60 m nella parte alta, mentre la suola di fondazione ha spessore 0.80 m.

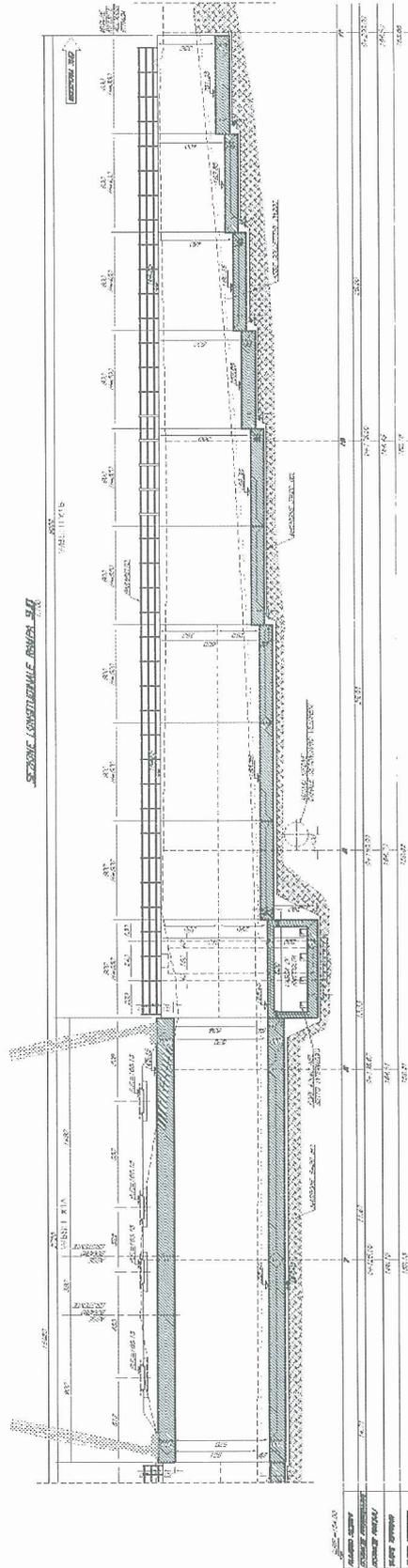
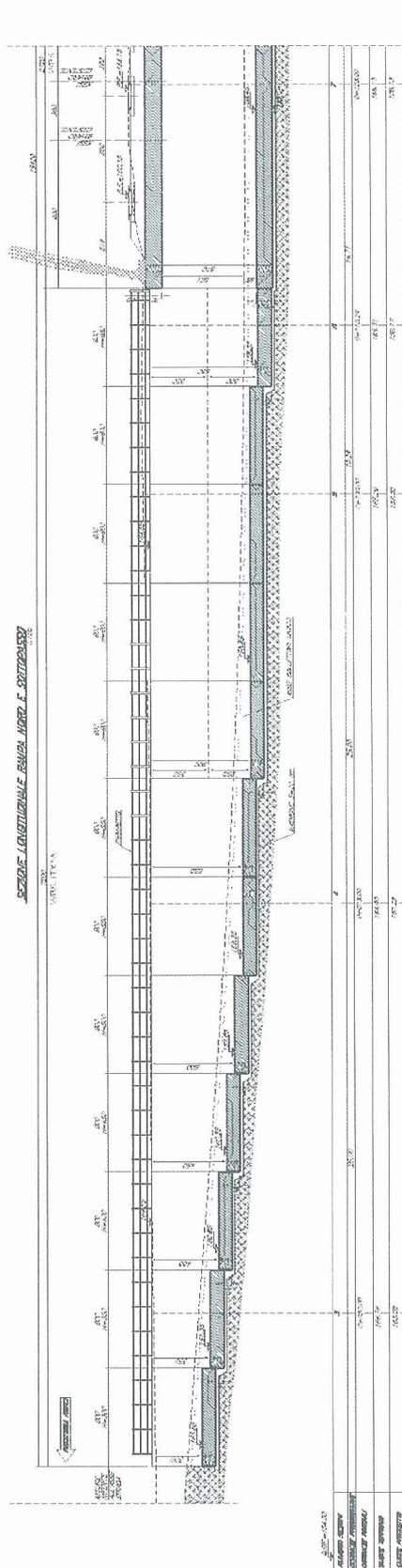
Lo smaltimento delle acque di piattaforma è realizzato mediante due tubi in PEAD che corrono al di sotto delle banchine. I due tubi convogliano l'acqua in una vasca di raccolta acqua, posta al di sotto del primo concio lato sud adiacente lo scatolare; dalla vasca di raccolta l'acqua viene sollevata mediante pompe e portata a recapito. La vasca ha ingombro in pianta pari a quella del concio di muro soprastante e dimensioni interne 5.20 m x 8.00 m, con un'altezza netta di 2.00 m. La vasca è suddivisa da un setto intermedio di spessore 0.40 m in modo da ridurre la luce della soletta soprastante sul quale grava il carico stradale.

Il calcolo è stato effettuato in conformità al D.M. 16/01/1996, adottando come metodo di verifica quello delle tensioni ammissibili e assumendo una zona sismica III.

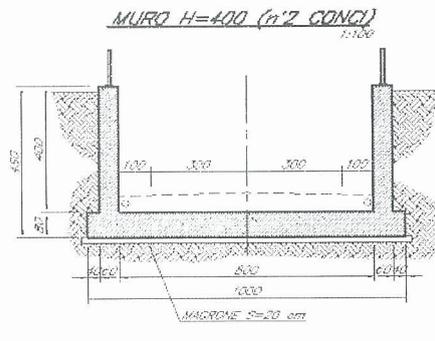
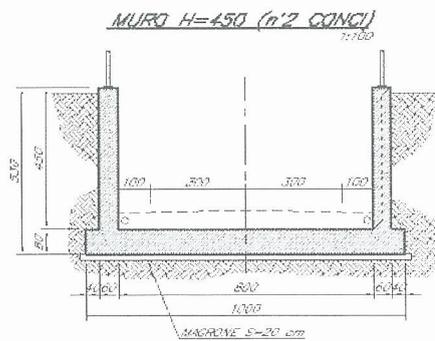
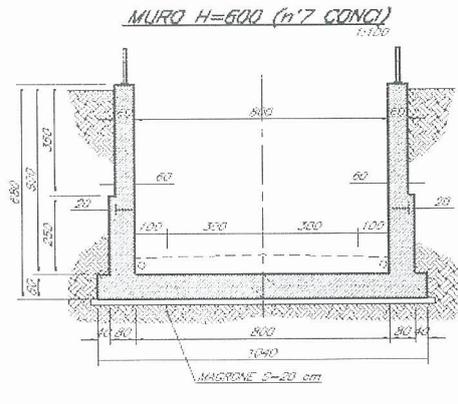
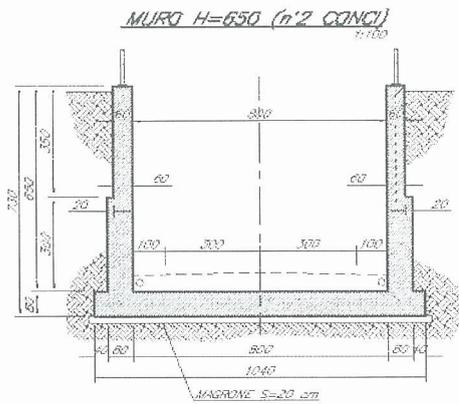
Si riportano di seguito la sezione longitudinale delle 2 rampe e le sezioni trasversali dei conci.

Relazione di calcolo

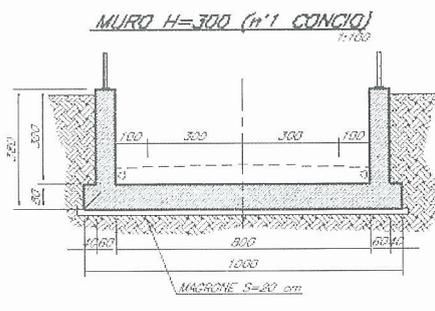
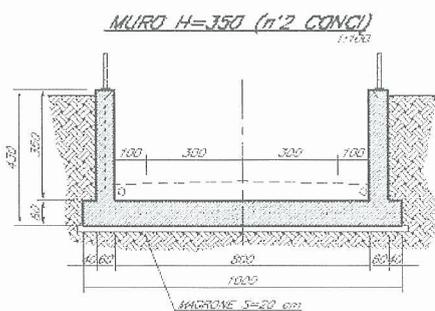
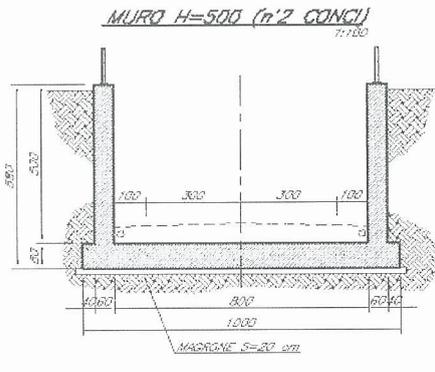
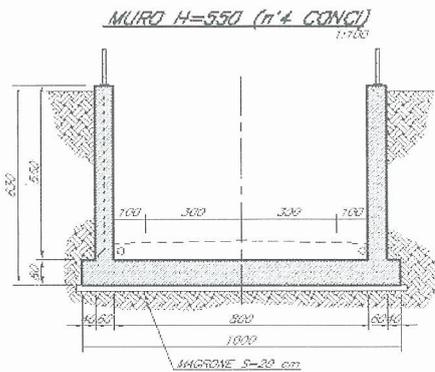
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12 D 26	CL	SLX100003	A	4/ 49



Profilo longitudinale dei muri



Sezioni trasversali dei muri



Sezioni trasversali dei muri

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 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";

- **Norme CNR 10011/85:**

Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.

- **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;

2.2 Documenti correlati

I documenti correlati sono documenti la cui lettura è consigliata per allargare la conoscenza dell’ambito nel quale il presente documento si inquadra. Non si riporta la revisione e la data in quanto si fa implicitamente riferimento all’ultima revisione del documento citato.

I documenti correlati sono:

Relazione tecnica descrittiva	-	MDL1	1	2	D	26	RG	SL	X	1	0	0	001	A
Relazione tecnica viabilità	-	MDL1	1	2	D	26	RG	SL	X	1	0	0	002	A
Relazione di calcolo	-	MDL1	1	2	D	26	CL	SL	X	1	0	0	001	A
Relazione di calcolo opere provvisoriale	-	MDL1	1	2	D	26	CL	SL	X	1	0	0	002	A
Relazione di calcolo muri di sostegno	-	MDL1	1	2	D	26	CL	SL	X	1	0	0	003	A
Planimetria generale dell'intervento	1:200	MDL1	1	2	D	26	P9	SL	X	1	0	0	001	A
Piante e sezioni	1:100	MDL1	1	2	D	26	PA	SL	X	1	0	0	001	A
Carpenteria sottopasso	1:50	MDL1	1	2	D	26	BB	SL	X	1	0	0	001	A
Carpenteria muri rampa - pianta	1:100	MDL1	1	2	D	26	BA	SL	X	1	0	0	001	A
Carpenteria muri rampa - sezioni	1:100	MDL1	1	2	D	26	BA	SL	X	1	0	0	002	A
Fasi realizzative	1:100	MDL1	1	2	D	26	BA	SL	X	1	0	0	003	A
Opere provvisoriale	1:100	MDL1	1	2	D	26	BZ	SL	X	1	0	0	001	A
Particolari, dettagli e finiture	varie	MDL1	1	2	D	26	BZ	SL	X	1	0	0	002	A
Planimetria di Progetto, Tracciamento e profilo	1:500	MDL1	1	2	D	26	PZ	SL	X	1	0	0	001	A
Sezioni trasversali 1/2	1:200	MDL1	1	2	D	26	W9	SL	X	1	0	0	001	A
Sezioni trasversali 2/2	1:200	MDL1	1	2	D	26	W9	SL	X	1	0	0	002	A

2.3 Documenti superati

Non ci sono documenti superati

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali adottati in fase di calcolo sono:

Calcestruzzo

Per le strutture di elevazione e fondazione si adotterà un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

- $R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$ (C30/35)
- classe di esposizione ambientale (UNI EN 206): XC1
- rapporto a/c non superiore a 0.60
- classe di consistenza S3-S4
- tipo di cemento: CEM III, IV, V
- diametro massimo inerte $\Phi_{max} = 20 \text{ mm}$

Per il magrone di sottofondazione si adotterà un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

- $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$ (C12/15)
- classe di esposizione ambientale (UNI EN 206): X0
- tipo di cemento: CEM I÷V

Acciaio per c.a

Per gli elementi in c.a. si adotterà acciaio in barre ad aderenza migliorata FeB44 K (B450 C) saldabile con $\emptyset \leq 26 \text{ mm}$ avente le seguenti caratteristiche:

- $f_{yk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$
- $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
- $(f_y/f_{yk}) \leq 1.35$
- $(f_t/f_y)_{medio} \geq 1.13$

dove:

f_y = tensione di snervamento;

f_t = tensione di rottura;

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento;

f_{tk} = tensione caratteristica di rottura.

Tensione normale di compressione e trazione ammissibile:

$$\sigma_{s,adm} = 255 \text{ N/mm}^2$$

Copriferro netto

Copriferro netto di progetto per strutture di elevazione $c \geq 40$ mm.

Copriferro netto di progetto per strutture di fondazione $c \geq 40$ mm.

Acciaio per micropali

Tipo: S275JR (ex Fe430B)

- tensione caratt. di rottura: $f_{tk} = 430$ mpa

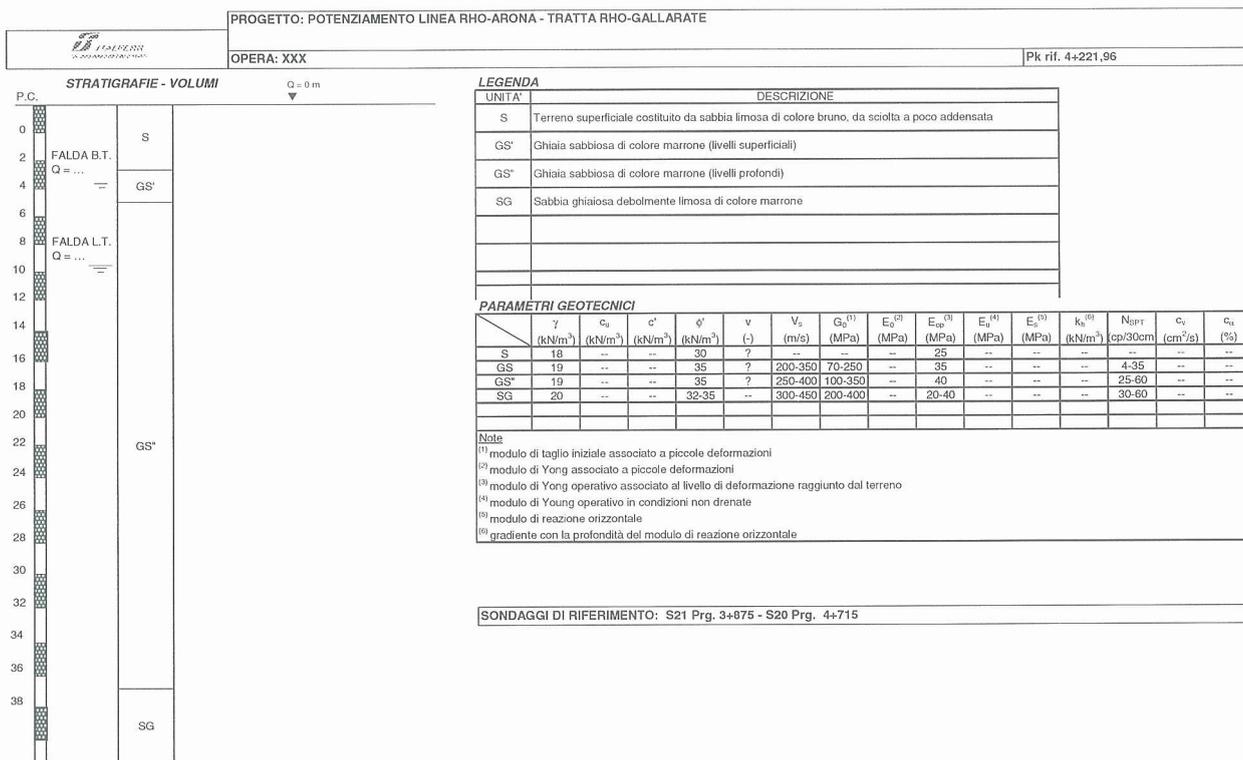
- tensione caratt. di snervamento: $f_{yk} = 275$ mpa per $t < 40$ mm

$f_{yk} = 255$ mpa per $t > 40$ mm

4 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

La caratterizzazione stratigrafica della tratta in esame è stata individuata dalle informazioni ottenute dalla campagna d'indagine svolta nell'anno 2008: in particolare, nelle immediate vicinanze dell'opera in esame (prg. km 4+221.96) è stato eseguito il sondaggio S20, spinto fino alla profondità di 20.0 m dal p.c.

Sulla base di quanto sopra e dalla caratterizzazione stratigrafica e dei parametri geotecnica di progetto riportati nella relazione geotecnica generale, per l'opera in oggetto è stata individuata la caratterizzazione stratigrafico-geotecnica di progetto riportata nella seguente scheda geotecnica, caratterizzante il sito di ubicazione dell'opera.



I simboli rappresentati nella scheda geotecnica hanno il seguente significato:

γ = peso di volume naturale

c_u = coesione non drenata

c' = coesione efficace

φ' = angolo d'attrito

ν = coefficiente di Poisson

V_s = velocità delle onde di taglio

G_0 = modulo di taglio iniziale associato a piccole deformazioni

E_0 = modulo di Young operativo associato al livello di deformazione raggiunto dal terreno

E_{op} = modulo di Young operativo associato al livello di deformazione raggiunto dal terreno

E_u = modulo di Young operativo in condizioni non drenate

E_s = modulo di reazione orizzontale

K_h = gradiente con la profondità del modulo di reazione orizzontale

$NSPT$ = numero di colpi/30 cm di riferimento nel calcolo dei pali di fondazione

c_v = coefficiente di consolidazione primaria

c_α = coefficiente di consolidazione secondaria

Note: - il valore di φ' adottato per i terreni tipo GS" è stato considerato pari a quello dello strato GS' ($\varphi = 35^\circ$) a favore di sicurezza.

- il valore di $c' = 0$ kPa adottato per i terreni tipo LS è stato adottato a favore di sicurezza.

- il valore del modulo di Young E_{op} adottato per i terreni tipo S è stato stimato cautelativamente a favore di sicurezza.

Per i dettagli circa le prove in sito ed in laboratorio si rimanda alla relazione geotecnica generale.

Per quanto concerne la falda, nella zona in esame il livello di falda è posto a 17m dal p.c., come si evince dal profilo geotecnico di riferimento.

5 MURO H=6.50 m

5.1 Modello di calcolo

Il calcolo delle sollecitazioni viene svolto con l'ausilio del codice di calcolo ad elementi finiti Sap2000 utilizzando elementi monodimensionali tipo 'frame'. Il modello schematizza un tratto di muro di lunghezza unitaria e comprende i due piedritti e la soletta di fondazione.

Il terreno di fondazione viene schematizzato con un modello alla Winkler, assumendo un modulo di sottofondo kw pari a 10000 kN/m³. In considerazione delle numerose incertezze nella determinazione di questo parametro e della sua relativamente poca influenza sulle sollecitazioni nelle strutture si è preferito non ricavare tale valore sulla base di formulazioni analitiche, ma sulla base di valori "tipici" di letteratura. Il valore adottato si può considerare rappresentativo di sabbie sciolte o poco compatte (cfr. per esempio Bowles "Fondazioni, progetto e analisi") e quindi è certamente cautelativo per l'opera in oggetto.

La soletta inferiore viene divisa in 10 elementi ad interasse 0.86 m per poter schematizzare l'interazione terreno-struttura.

La rigidezza delle molle risulta pari a kw moltiplicata per l'interasse delle molle. Le rigidezze delle altre molle si ottengono, a partire da Kcentrale, aumentandola del 100% per quelle di bordo (tenendo conto correttamente del semispessore del piedritto) e del 50% per quelle intermedie.

Si ha quindi:

Rigidezza molle centrali: $K = 10000 \times 0.86 = 8600 \text{ kN/m}$

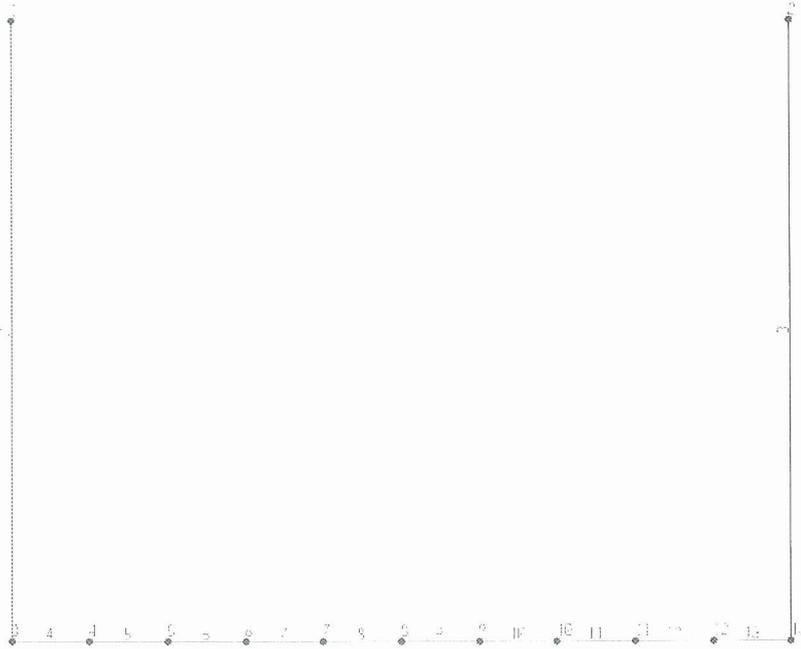
Rigidezza molle intermedie: $K = 8600 \times 1.5 = 12900 \text{ kN/m}$

Rigidezza molle di bordo: $K = 2 \times (0.86/2 + 0.60/2) \times 10000 = 14600 \text{ kN/m}$

Si riporta di seguito una vista del modello di calcolo con la numerazione di nodi ed aste.

Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12 D 26	CL	SLX100003	A	13/49



Modello di calcolo con indicazione dei nodi e delle aste

5.2 Analisi dei carichi

Spinta del terreno

Si considera un diagramma triangolare con valore massimo al piede pari a:

$$p = \gamma \times K_a \times z = 19 \times 0.333 \times (6.50+0.80/2) = 43.7 \text{ kN/m}^2$$

Spinta dovuta al sovraccarico a monte

Si considera un sovraccarico di 10 kN/m³ per schematizzare la presenza di mezzi di cantiere a monte.

Si considera quindi un carico uniforme pari a:

$$p = q \times K_a = 10 \times 0.333 = 3.33 \text{ kN/m}^2$$

Azione sismica

Si considera una zona sismica di 3° categoria. Si considera quindi sui piedritti una forza di inerzia pari a:

$$p = 0.04 \times (0.80 \times 25) = 0.80 \text{ kN/m}^2$$

(per semplicità si considerato uno spessore costante pari a 0.80 m)

Incremento sismico di spinta

Si considera un diagramma triangolare con valore massimo in sommità. Si riporta di seguito la determinazione dell'incremento di spinta.

SPINTA STATICA

	°	rad
ϕ	30	0.52
α	90	1.57
β	0	0.00
δ	0	0.00

Ka 0.333

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

Risultante:

F 150.8 kN

ΔF 10.8 kN

p(sup) **3.14** kN/m

SPINTA SISMICA

	°	rad
ϕ	30	0.52
α'	87.7	1.53
β'	2.3	0.04
δ	0	0.00
θ	2.3	0.04
A	0.999	

Ka 0.358

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

Risultante:

Fs 161.6 kN

5.3 Condizioni e combinazioni di carico

Si considerano le seguenti condizioni di carico

PERM:	Carichi permanenti (incluso il peso proprio, calcolato dal programma di calcolo)
SPTSX	Spinta del terreno sul piedritto di sinistra
SPTDX	Spinta del terreno sul piedritto di destra
SPACCSX	Spinta dovuta ai carichi accidentali sul piedritto di sinistra
SPACCDX	Spinta dovuta ai carichi accidentali sul piedritto di destra
SISMAH	Azione sismica
SPSDX	Incremento sismico di spinta

Si considerano le seguenti 4 combinazioni di carico:

	1	2	3	4
PERM	1	1	1	1
SPTSX	1	1	0.7	0.7
SPTDX	1	1	1	1
SPACCSX	0	1	0	0
SPACCDX	0	1	1	0.5
SISMAH	0	0	0	1
SPSDX	0	0	0	1

5.4 Sollecitazioni

Si riporta di seguito il diagramma involuppo del momento flettente e del taglio.

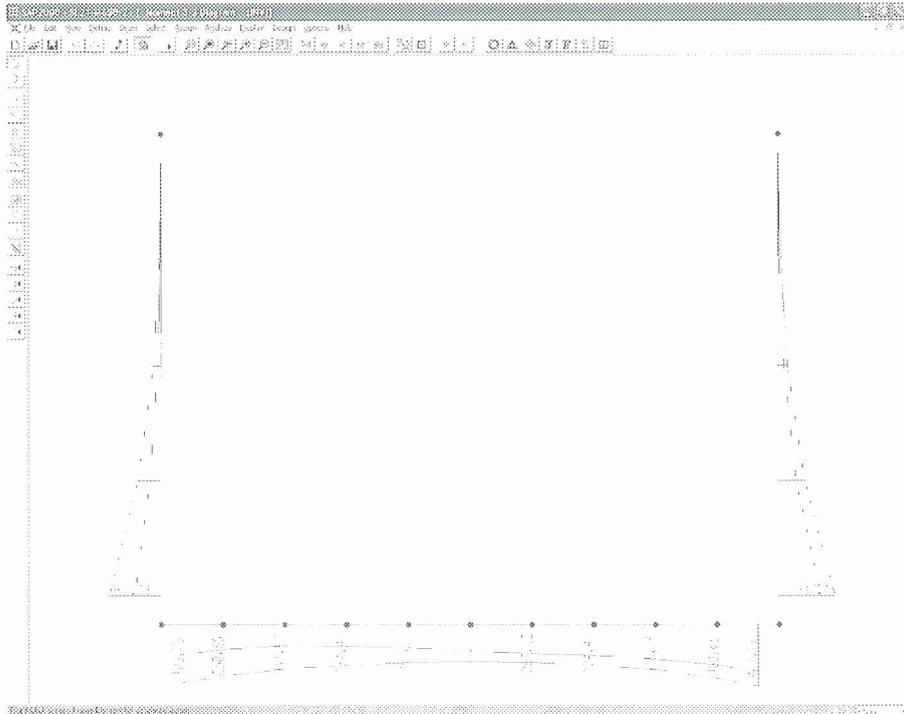


Diagramma del momento flettente

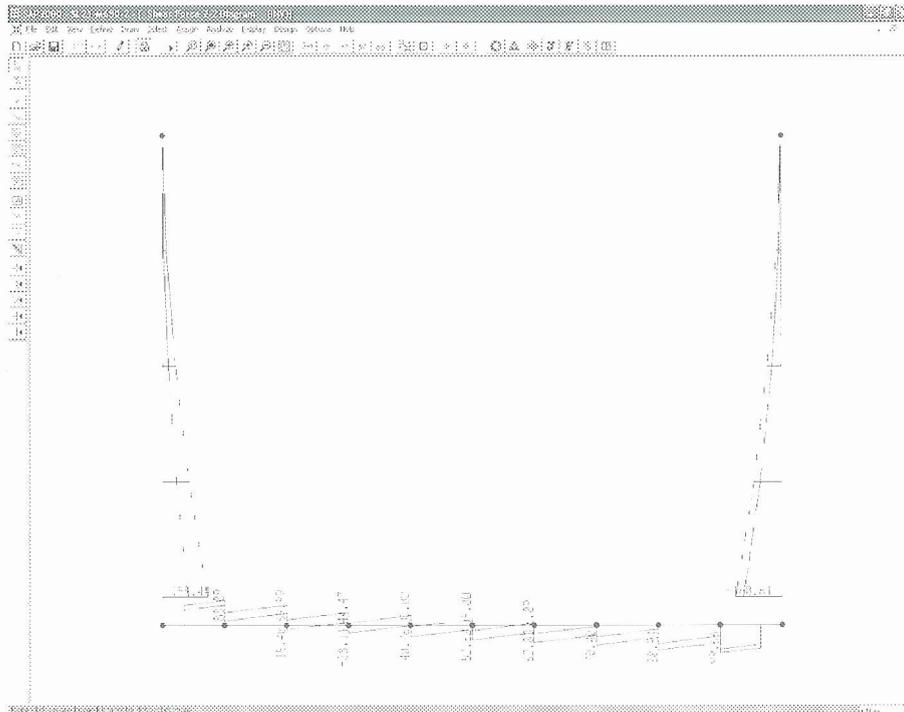


Diagramma del taglio

5.5 Verifiche di resistenza

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza del piedritto e della soletta.

Piedritto – Sezione di spiccato (s=80)

Sollecitazioni

Momento flettente	M	387	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	11.0	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{amm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	80	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	A_{s1}'	5.65	cm ²	5 Ø 12	$C_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	A_{s2}'	0.00	cm ²	Ø	$C_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	A_{s2}	15.71	cm ²	5 Ø 20	$C_{t2} = 10$ cm
Armatura tesa (1° strato)	A_{s1}	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	<	σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	130.4	N/mm ²	<	σ_{samm}

Eccentricità	e	∞	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u	∞	cm		
Posizione asse neutro	y	25.4	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	8739	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	5159900	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	2209540	cm ⁴		

Verifica a taglio

Taglio	T	161	kN
Tensione tangenziale	τ	0.24	N/mm ²
	$\tau_{c,0}$	0.67	N/mm ²

Piedritto – Sezione a 3.50 dalla sommità (s=60)

Sollecitazioni

Momento flettente	M	81	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	11.0	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	80	cm			
Larghezza sezione	B	100	cm			
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	5.65	cm ²	5	$\emptyset 12$	$C_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²		\emptyset	$C_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²		\emptyset	$C_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	15.71	cm ²	5	$\emptyset 20$	$C_{t1} = 5$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	1.3	N/mm ²	<	σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	74.0	N/mm ²	<	σ_{samm}

Eccentricità	e	∞	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u	∞	cm		
Posizione asse neutro	y	16.1	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	8299	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	4659209	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	966973	cm ⁴		

Verifica a taglio

Taglio	T	57	kN
Tensione tangenziale	τ	0.08	N/mm ²
	$\tau_{c,0}$	0.67	N/mm ²

Soletta

Sollecitazioni

Momento flettente	M	431	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	11.0	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	80	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	10.05	cm ²	5 Ø 16	$C_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	Ø	$C_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	31.42	cm ²	10 Ø 20	$C_{t2} = 10$ 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	4.1	N/mm ²	<	σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	118.1	N/mm ²	<	σ_{samm}

Eccentricità	e	∞	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u	∞	cm		
Posizione asse neutro	y	25.7	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	9020	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	5452775	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	2701139	cm ⁴		

Verifica a taglio

Taglio	T	100	kN
Tensione tangenziale	τ	0.15	N/mm ²
	$\tau_{c,0}$	0.67	N/mm ²

5.6 Verifiche a fessurazione

Piedritto – Sezione allo spiccato

Sollecitazioni

Momento flettente	M	387	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	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	80	cm
Larghezza sezione	B	100	cm
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	5.65	cm ² 5 Ø 12 $C_{s1} =$ 5 cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ² Ø $C_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	15.71	cm ² 5 Ø 20 $C_{i2} =$ 10 cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	31.42	cm ² 10 Ø 20 $C_{i1} =$ 5 cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	4.4	N/mm ² < σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	130.4	N/mm ² < σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	25.4	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	8739	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	5159900	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	2209540	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	261	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	373	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}	4.3		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	125.6	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	25.4	cm	
	β_1	1		
	β_2	0.5		
Deform. unitaria media dell'arm.	ϵ_{sm}	0.00033		
Copriferro netto	c'	4.0	cm	
Altezza efficace	d_{eff}	24.0	cm	
Area efficace	$A_{c_{eff}}$	2400	cm ²	
Armatura nell'area efficace	$A_{s_{eff}}$	47.1	cm ²	
	ρ_r	0.01963		
Distanza tra le barre	s	10.0	cm	
	K_2	0.4		
	K_3	0.125		
Distanza media tra le fessure	s_{rm}	15.1	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w _m	0.05	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w _k	0.09	mm	

Piedritto – Sezione a 3.50 dalla sommità (s=60)

Sollecitazioni

Momento flettente	M	81	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R _{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ _{camm}	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	80	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS ₁ '	5.65	cm ²	5 Ø 12	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	15.71	cm ²	5 Ø 20	C _{t1} = 5 cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ _c	1.3	N/mm ²	<	σ _{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ _s	74.0	N/mm ²	<	σ _{samm}

Eccentricità	e (M)	∞	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	16.1	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A _{id}	8299	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J _{id}	4659209	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J _{id*}	966973	cm ⁴		

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f _{ctk})	M _{fess*}	236	kN m	La sezione non è fessurata
---	--------------------	-----	------	----------------------------

Soletta

Sollecitazioni

Momento flettente	M	431	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	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	80	cm
Larghezza sezione	B	100	cm
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	10.05	cm ² 5 Ø 16 $C_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ² Ø $C_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	31.42	cm ² 10 Ø 20 $C_{i2} = 10$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	31.42	cm ² 10 Ø 20 $C_{i1} = 5$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	4.5	N/mm ² < σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	113.7	N/mm ² < σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	∞	cm > H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm
Posizione asse neutro	y (M)	27.8	cm
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	9020	cm ²
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	5452775	cm ⁴
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	2683600	cm ⁴

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess*}	276	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	394	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}	103.9	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	27.8	cm	
	β_1	1		
	β_2	0.5		
Deform. unitaria media dell'arm.	ϵ_{sm}	0.00032		
Copriferro netto	c'	4.0	cm	
Altezza efficace	d_{eff}	24.0	cm	
Area efficace	$A_{c_{eff}}$	2400	cm ²	
Armatura nell'area efficace	$A_{s_{eff}}$	62.8	cm ²	
	ρ_r	0.02618		
Distanza tra le barre	s	10.0	cm	
	K_2	0.4		
	K_3	0.125		
Distanza media tra le fessure	s_{rm}	13.8	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w _m	0.04	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w _k	0.07	mm	

6 MURO H=5.50 m

6.1 Modello di calcolo

Il calcolo delle sollecitazioni viene svolto con l'ausilio del codice di calcolo ad elementi finiti Sap2000 utilizzando elementi monodimensionali tipo 'frame'. Il modello schematizza un tratto di muro di lunghezza unitaria e comprende i due piedritti e la soletta di fondazione.

Il terreno di fondazione viene schematizzato con un modello alla Winkler, assumendo un modulo di sottofondo kw pari a 10000 kN/m³. In considerazione delle numerose incertezze nella determinazione di questo parametro e della sua relativamente poca influenza sulle sollecitazioni nelle strutture si è preferito non ricavare tale valore sulla base di formulazioni analitiche, ma sulla base di valori "tipici" di letteratura. Il valore adottato si può considerare rappresentativo di sabbie sciolte o poco compatte (cfr. per esempio Bowles "Fondazioni, progetto e analisi") e quindi è certamente cautelativo per l'opera in oggetto.

La soletta inferiore viene divisa in 10 elementi ad interasse 0.86 m per poter schematizzare l'interazione terreno-struttura.

La rigidezza delle molle risulta pari a kw moltiplicata per l'interasse delle molle. Le rigidezze delle altre molle si ottengono, a partire da Kcentrale, aumentandola del 100% per quelle di bordo (tenendo conto correttamente del semispessore del piedritto) e del 50% per quelle intermedie.

Si ha quindi:

Rigidezza molle centrali: $K = 10000 \times 0.86 = 8600 \text{ kN/m}$

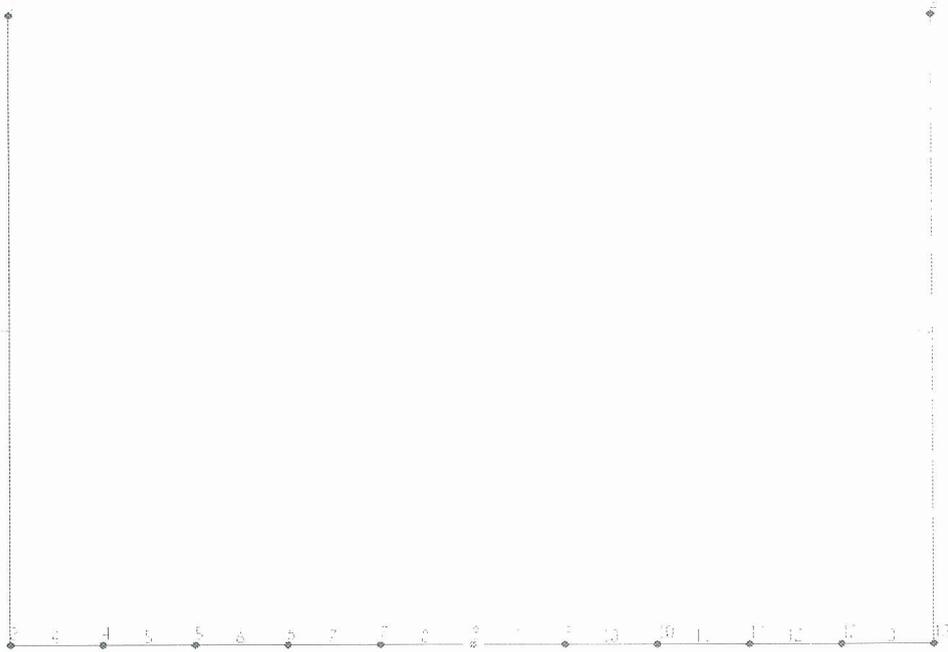
Rigidezza molle intermedie: $K = 8600 \times 1.5 = 12900 \text{ kN/m}$

Rigidezza molle di bordo: $K = 2 \times (0.86/2 + 0.60/2) \times 10000 = 14600 \text{ kN/m}$

Si riporta di seguito una vista del modello di calcolo con la numerazione di nodi ed aste.

Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12 D 26	CL	SLX100003	A	24/49



Modello di calcolo con indicazione dei nodi e delle aste

6.2 Analisi dei carichi

Spinta del terreno

Si considera un diagramma triangolare con valore massimo al piede pari a:

$$p = \gamma \times K_a \times z = 19 \times 0.333 \times (5.50 + 0.80/2) = 37.37 \text{ kN/m}^2$$

Spinta dovuta al sovraccarico a monte

Si considera un sovraccarico di 10 kN/m³ per schematizzare la presenza di mezzi di cantiere a monte.

Si considera quindi un carico uniforme pari a:

$$p = q \times K_a = 10 \times 0.333 = 3.33 \text{ kN/m}^2$$

Azione sismica

Si considera una zona sismica di 3° categoria. Si considera quindi sui piedritti una forza di inerzia pari a:

$$p = 0.04 \times (0.60 \times 25) = 0.60 \text{ kN/m}^2$$

Incremento sismico di spinta

Si considera un diagramma triangolare con valore massimo in sommità. Si riporta di seguito la determinazione dell'incremento di spinta.

SPINTA STATICA

	°	rad
ϕ	30	0.52
α	90	1.57
β	0	0.00
δ	0	0.00

Ka 0.333

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

Risultante:

F 110.2 kN

ΔF 7.9 kN

p(sup) 5.9 kN/m

SPINTA SISMICA

	°	rad
ϕ	30	0.52
α'	87.7	1.53
β'	2.3	0.04
δ	0	0.00
θ	2.3	0.04
A	0.999	

Ka 0.358

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

Risultante:

F_s 118.1 kN

6.3 Condizioni e combinazioni di carico

Si considerano le seguenti condizioni di carico

PERM:	Carichi permanenti (incluso il peso proprio, calcolato dal programma di calcolo)
SPTSX	Spinta del terreno sul piedritto di sinistra
SPTDX	Spinta del terreno sul piedritto di destra
SPACCSX	Spinta dovuta ai carichi accidentali sul piedritto di sinistra
SPACCDX	Spinta dovuta ai carichi accidentali sul piedritto di destra
SISMAH	Azione sismica
SPSDX	Incremento sismico di spinta

Si considerano le seguenti 4 combinazioni di carico:

	1	2	3	4
PERM	1	1	1	1
SPTSX	1	1	0.7	0.7
SPTDX	1	1	1	1
SPACCSX	0	1	0	0
SPACCDX	0	1	1	0.5
SISMAH	0	0	0	1
SPSDX	0	0	0	1

6.4 Sollecitazioni

Si riporta di seguito il diagramma involuppo del momento flettente e del taglio.

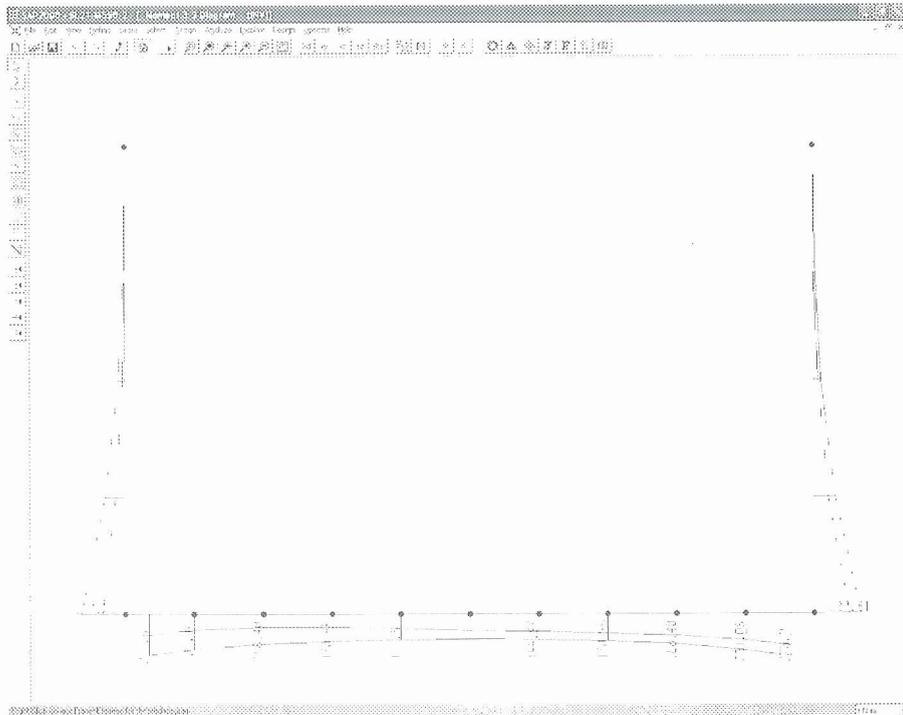


Diagramma del momento flettente

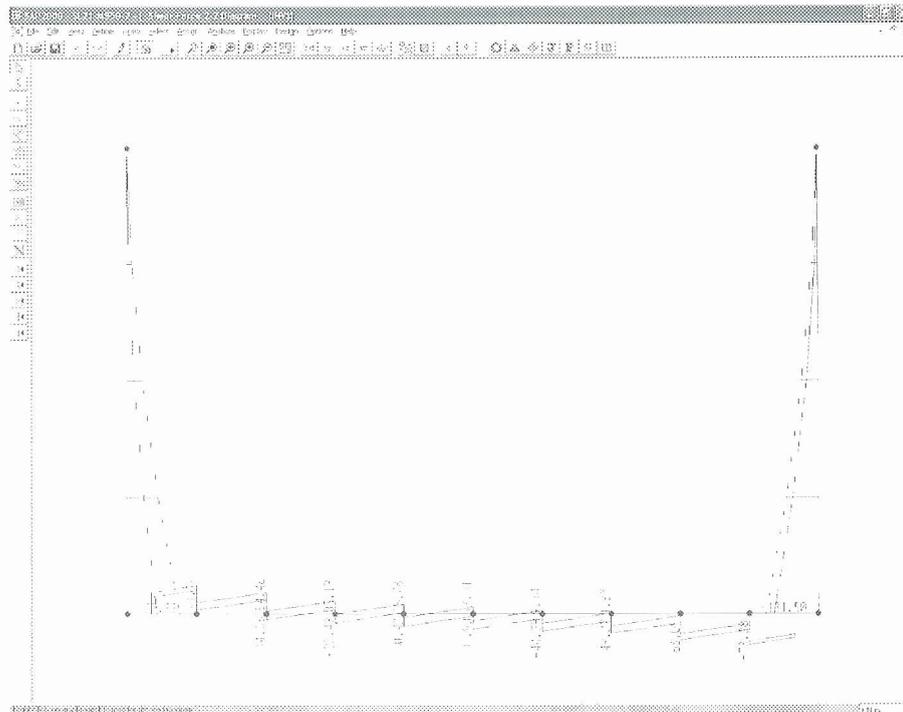


Diagramma del taglio

6.5 Verifiche di resistenza

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza del piedritto e della soletta.

Piedritto

Sollecitazioni

Momento flettente	M	287	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	11.0	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'	5.65	cm ²	5 Ø 12	$c_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	Ø	$c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	31.42	cm ²	10 Ø 20	$c_{t2} = 10$ 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	5.2	N/mm ²	<	σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	109.6	N/mm ²	<	σ_{samm}

Eccentricità	e	∞	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u	∞	cm		
Posizione asse neutro	y	22.9	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	6959	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	2336034	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	1259122	cm ⁴		

Verifica a taglio

Taglio	T	132	kN
Tensione tangenziale	τ	0.27	N/mm ²
	$\tau_{c,0}$	0.67	N/mm ²

Soletta

Sollecitazioni

Momento flettente	M	270	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	11.0	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	η	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	80	cm			
Larghezza sezione	B	100	cm			
Armatura compressa (1° strato)	AS_1^1	10.05	cm ²	5	\emptyset 16	$C_{s1} =$ 5 cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2^1	0.00	cm ²	\emptyset		$C_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	\emptyset		$C_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	31.42	cm ²	10	\emptyset 20	$C_{t1} =$ 5 cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	3.4	N/mm ²	<	σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	126.2	N/mm ²	<	σ_{samm}

Eccentricità	e	∞	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u	∞	cm		
Posizione asse neutro	y	21.4	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	8581	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	5028660	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	1721082	cm ⁴		

Verifica a taglio

Taglio	T	82	kN
Tensione tangenziale	τ	0.12	N/mm ²
	$\tau_{c,0}$	0.67	N/mm ²

6.6 Verifiche a fessurazione

Piedritto

Sollecitazioni

Momento flettente	M	287	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	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'	5.65	cm ²	5	$\emptyset 12$ $C_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	\emptyset	$C_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	31.42	cm ²	10	$\emptyset 20$ $C_{i2} = 10$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	31.42	cm ²	10	$\emptyset 20$ $C_{i1} = 5$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	5.2	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	109.6	N/mm ²	< σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	22.9	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	6959	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	2336034	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	1259122	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	157	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	225	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}	85.9	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	22.9	cm	
	β_1	1		
	β_2	0.5		
Deform. unitaria media dell'arm.	ϵ_{sm}	0.00036		
Copriferro netto	c'	4.0	cm	
Altezza efficace	d_{eff}	24.0	cm	
Area efficace	$A_{c_{eff}}$	2400	cm ²	
Armatura nell'area efficace	AS_{eff}	62.8	cm ²	
	ρ_r	0.02618		
Distanza tra le barre	s	10.0	cm	
	K_2	0.4		
	K_3	0.125		
Distanza media tra le fessure	s_{rm}	13.8	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w _m	0.05	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w _k	0.08	mm	

Soletta

Sollecitazioni

Momento flettente	M	270	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	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	80	cm
Larghezza sezione	B	100	cm
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	10.05	cm ² 5 Ø 16 $C_{s1} = 5$ 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	3.4	N/mm ² < σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	126.2	N/mm ² < σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	∞	cm > H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm
Posizione asse neutro	y (M)	21.4	cm
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	8581	cm ²
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	5028660	cm ⁴
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	1721082	cm ⁴

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	254	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	363	kN m	
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	∞	cm	
	u (M_{fess})	∞	cm	
Compressione max nel cls. per $M=M_{fess}$	ocr	4.5		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	osr	169.8	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	21.4	cm	
	β_1	1		
	β_2	0.5		
Deform. unitaria media dell'arm.	ϵ_{sm}	0.00024		
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	
	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_{rm}	16.0	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w _m	0.04	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w _k	0.07	mm	

7 MURO H=4.50 m

7.1 Modello di calcolo

Il calcolo delle sollecitazioni viene svolto con l'ausilio del codice di calcolo ad elementi finiti Sap2000 utilizzando elementi monodimensionali tipo 'frame'. Il modello schematizza un tratto di muro di lunghezza unitaria e comprende i due piedritti e la soletta di fondazione.

Il terreno di fondazione viene schematizzato con un modello alla Winkler, assumendo un modulo di sottofondo kw pari a 10000 kN/m³. In considerazione delle numerose incertezze nella determinazione di questo parametro e della sua relativamente poca influenza sulle sollecitazioni nelle strutture si è preferito non ricavare tale valore sulla base di formulazioni analitiche, ma sulla base di valori "tipici" di letteratura. Il valore adottato si può considerare rappresentativo di sabbie sciolte o poco compatte (cfr. per esempio Bowles "Fondazioni, progetto e analisi") e quindi è certamente cautelativo per l'opera in oggetto.

La soletta inferiore viene divisa in 10 elementi ad interasse 0.86 m per poter schematizzare l'interazione terreno-struttura.

La rigidezza delle molle risulta pari a kw moltiplicata per l'interasse delle molle. Le rigidezze delle altre molle si ottengono, a partire da Kcentrale, aumentandola del 100% per quelle di bordo (tenendo conto correttamente del semispessore del piedritto) e del 50% per quelle intermedie.

Si ha quindi:

Rigidezza molle centrali: $K = 10000 \times 0.86 = 8600 \text{ kN/m}$

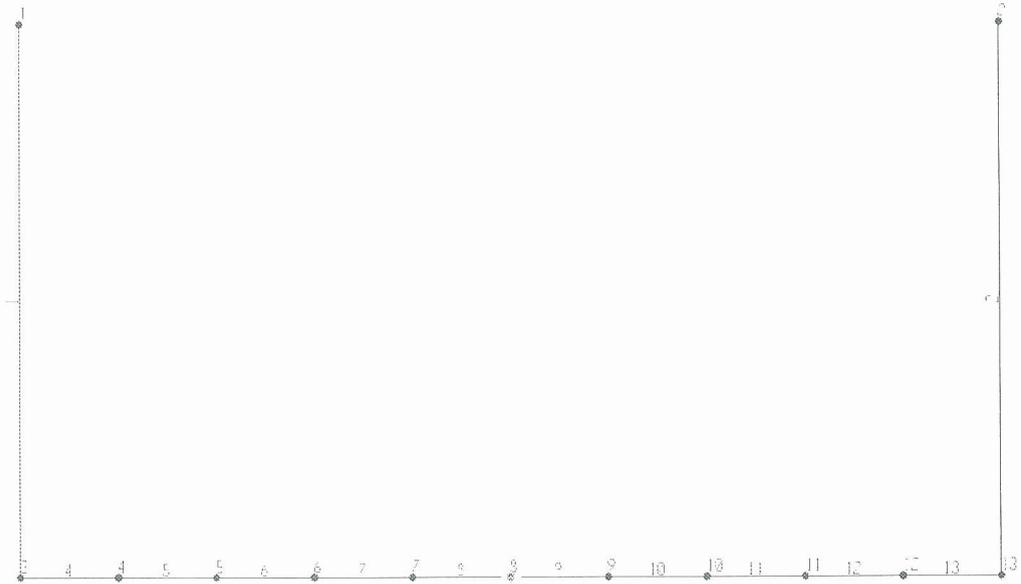
Rigidezza molle intermedie: $K = 8600 \times 1.5 = 12900 \text{ kN/m}$

Rigidezza molle di bordo: $K = 2 \times (0.86/2 + 0.60/2) \times 10000 = 14600 \text{ kN/m}$

Si riporta di seguito una vista del modello di calcolo con la numerazione di nodi ed aste.

Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12 D 26	CL	SLX100003	A	33/ 49



Modello di calcolo con indicazione dei nodi e delle aste

7.2 Analisi dei carichi

Spinta del terreno

Si considera un diagramma triangolare con valore massimo al piede pari a:

$$p = \gamma \times K_a \times z = 19 \times 0.333 \times (4.50 + 0.80/2) = 31.037 \text{ kN/m}^2$$

Spinta dovuta al sovraccarico a monte

Si considera un sovraccarico di 10 kN/m³ per schematizzare la presenza di mezzi di cantiere a monte.

Si considera quindi un carico uniforme pari a:

$$p = q \times K_a = 10 \times 0.333 = 3.33 \text{ kN/m}^2$$

Azione sismica

Si considera una zona sismica di 3° categoria. Si considera quindi sui piedritti una forza di inerzia pari a:

$$p = 0.04 \times (0.60 \times 25) = 0.60 \text{ kN/m}^2$$

Incremento sismico di spinta

Si considera un diagramma triangolare con valore massimo in sommità. Si riporta di seguito la determinazione dell'incremento di spinta.

SPINTA STATICA

	°	rad
ϕ	30	0.52
α	90	1.57
β	0	0.00
δ	0	0.00

Ka 0.333

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

Risultante:

F 76.0 kN

ΔF 5.5 kN
p(sup) 2.23 kN/m

SPINTA SISMICA

	°	rad
ϕ	30	0.52
α'	87.7	1.53
β'	2.3	0.04
δ	0	0.00
θ	2.3	0.04
A	0.999	

Ka 0.358

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

Risultante:

Fs 81.5 kN

7.3 Condizioni e combinazioni di carico

Si considerano le seguenti condizioni di carico

PERM:	Carichi permanenti (incluso il peso proprio, calcolato dal programma di calcolo)
SPTSX	Spinta del terreno sul piedritto di sinistra
SPTDX	Spinta del terreno sul piedritto di destra
SPACCSX	Spinta dovuta ai carichi accidentali sul piedritto di sinistra
SPACCDX	Spinta dovuta ai carichi accidentali sul piedritto di destra
SISMAH	Azione sismica
SPSDX	Incremento sismico di spinta

Si considerano le seguenti 4 combinazioni di carico:

	1	2	3	4
PERM	1	1	1	1
SPTSX	1	1	0.7	0.7
SPTDX	1	1	1	1
SPACCSX	0	1	0	0
SPACCDX	0	1	1	0.5
SISMAH	0	0	0	1
SPSDX	0	0	0	1

7.4 Sollecitazioni

Si riporta di seguito il diagramma involuppo del momento flettente e del taglio.

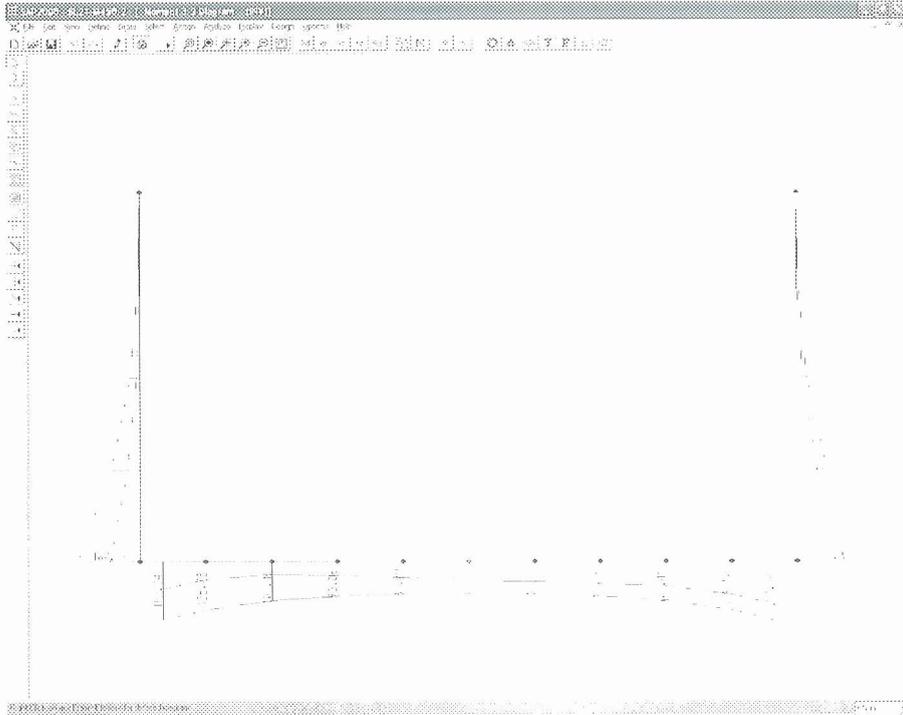


Diagramma del momento flettente

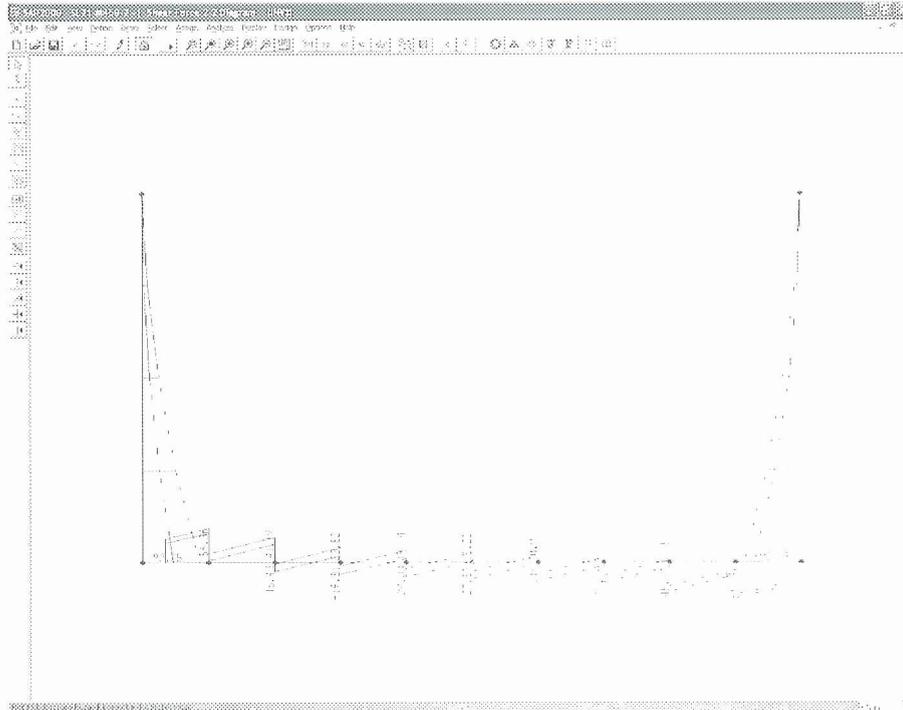


Diagramma del taglio

7.5 Verifiche di resistenza

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza del piedritto e della soletta.

Piedritto

Sollecitazioni

Momento flettente	M	169 kN m
Sforzo normale	N	0 kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35 N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	11.0 N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	260 N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	η	15

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	60 cm			
Larghezza sezione	B	100 cm			
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	5.65 cm ²	5 Ø 12	$C_{s1} =$	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	20.11 cm ²	10 Ø 16	$C_{t1} =$	5 cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	4.2 N/mm ²	<	σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	168.1 N/mm ²	<	σ_{samm}

Eccentricità	e	∞ cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u	∞ cm		
Posizione asse neutro	y	15.0 cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	6361 cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	2041510 cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	603530 cm ⁴		

Verifica a taglio

Taglio	T	93 kN
Tensione tangenziale	τ	0.19 N/mm ²
	$\tau_{c,0}$	0.67 N/mm ²

Soletta

Sollecitazioni

Momento flettente	M	157	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
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	80	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	10.05	cm ²	5 Ø 16	$C_{s1} = 5$ 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	20.11	cm ²	10 Ø 16	$C_{i1} = 5$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	2.3	N/mm ²	<	σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	112.8	N/mm ²	<	σ_{samm}

Eccentricità	e	∞	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u	∞	cm		
Posizione asse neutro	y	17.6	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	8422	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	4820844	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	1199340	cm ⁴		

Verifica a taglio

Taglio	T	60	kN
Tensione tangenziale	τ	0.09	N/mm ²
	$\tau_{c,0}$	0.67	N/mm ²

7.6 Verifiche a fessurazione

Piedritto

Sollecitazioni

Momento flettente	M	169	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	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'	5.65	cm ² 5 Ø 12 $C_{s1} =$ 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	20.11	cm ² 10 Ø 16 $C_{t1} =$ 5 cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	4.2	N/mm ² < σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	168.1	N/mm ² < σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	∞	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	15.0	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	6361	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	2041510	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	603530	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	138	kN m	La sezione è fessurata
Momento di fessurazione (f_{ctm})	M_{fess}	197	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}	4.9		
Traz. nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sr}	195.5	N/mm ²	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	15.0	cm	
	β_1	1		
	β_2	0.5		
Deform. unitaria media dell'arm.	ϵ_{sm}	0.00032		
Copriferro netto	c'	4.2	cm	
Altezza efficace	d_{eff}	16.2	cm	
Area efficace	$A_{c,eff}$	1620	cm ²	
Armatura nell'area efficace	AS_{eff}	20.1	cm ²	
	ρ_r	0.01241		
Distanza tra le barre	s	10.0	cm	
	K_2	0.4		
	K_3	0.125		
Distanza media tra le fessure	s_{rm}	16.8	cm	
Valore medio dell'ap. delle fessure	w _m	0.05	mm	
Valore caratter. dell'ap. delle fessure	w _k	0.09	mm	

Soletta

Sollecitazioni

Momento flettente	M	157	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	σ_{amm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	80	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	10.05	cm ²	5 \emptyset 16	$C_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	\emptyset	$C_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	\emptyset	$C_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	20.11	cm ²	10 \emptyset 16	$C_{t1} = 5$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	2.3	N/mm ²	<	σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	112.8	N/mm ²	<	σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	∞	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	17.6	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	8422	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	4820844	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	1199340	cm ⁴		

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	244	kN m	La sezione non è fessurata
---------------------------------------	--------------	-----	------	----------------------------

8 MURO H=3.50 m

8.1 Modello di calcolo

Il calcolo delle sollecitazioni viene svolto con l'ausilio del codice di calcolo ad elementi finiti Sap2000 utilizzando elementi monodimensionali tipo 'frame'. Il modello schematizza un tratto di muro di lunghezza unitaria e comprende i due piedritti e la soletta di fondazione.

Il terreno di fondazione viene schematizzato con un modello alla Winkler, assumendo un modulo di sottofondo k_w pari a 10000 kN/m^3 . In considerazione delle numerose incertezze nella determinazione di questo parametro e della sua relativamente poca influenza sulle sollecitazioni nelle strutture si è preferito non ricavare tale valore sulla base di formulazioni analitiche, ma sulla base di valori "tipici" di letteratura. Il valore adottato si può considerare rappresentativo di sabbie sciolte o poco compatte (cfr. per esempio Bowles "Fondazioni, progetto e analisi") e quindi è certamente cautelativo per l'opera in oggetto.

La soletta inferiore viene divisa in 10 elementi ad interasse 0.86 m per poter schematizzare l'interazione terreno-struttura.

La rigidezza delle molle risulta pari a k_w moltiplicata per l'interasse delle molle. Le rigidezze delle altre molle si ottengono, a partire da $K_{centrale}$, aumentandola del 100% per quelle di bordo (tenendo conto correttamente del semispessore del piedritto) e del 50% per quelle intermedie.

Si ha quindi:

Rigidezza molle centrali: $K = 10000 \times 0.86 = 8600 \text{ kN/m}$

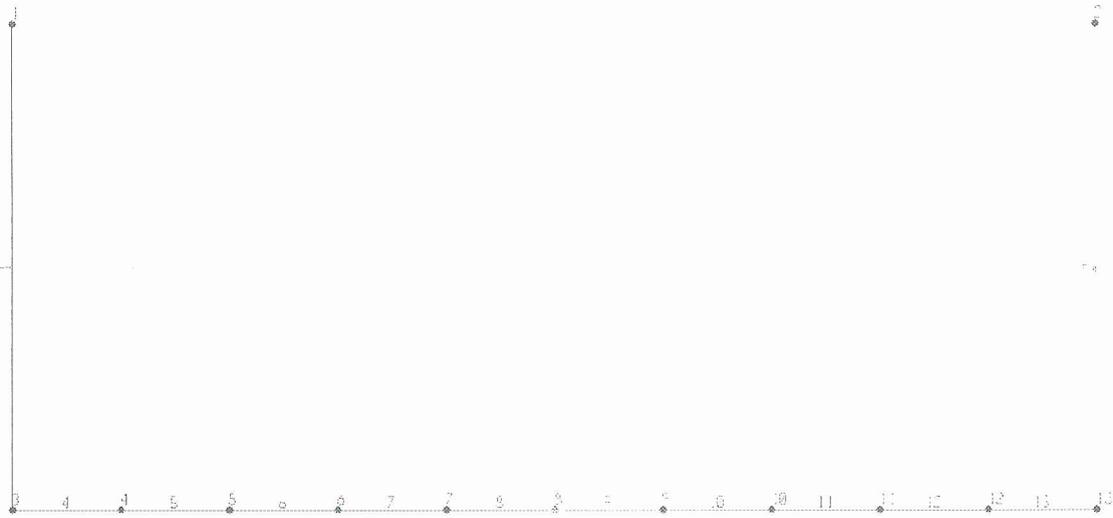
Rigidezza molle intermedie: $K = 8600 \times 1.5 = 12900 \text{ kN/m}$

Rigidezza molle di bordo: $K = 2 \times (0.86/2 + 0.60/2) \times 10000 = 14600 \text{ kN/m}$

Si riporta di seguito una vista del modello di calcolo con la numerazione di nodi ed aste.

Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	12 D 26	CL	SLX100003	A	42/ 49



Modello di calcolo con indicazione dei nodi e delle aste

8.2 Analisi dei carichi

Spinta del terreno

Si considera un diagramma triangolare con valore massimo al piede pari a:

$$p = \gamma \times K_a \times z = 19 \times 0.333 \times (3.50 + 0.80/2) = 24.7 \text{ kN/m}^2$$

Spinta dovuta al sovraccarico a monte

Si considera un sovraccarico di 10 kN/m³ per schematizzare la presenza di mezzi di cantiere a monte.

Si considera quindi un carico uniforme pari a:

$$p = q \times K_a = 10 \times 0.333 = 3.33 \text{ kN/m}^2$$

Azione sismica

Si considera una zona sismica di 3° categoria. Si considera quindi sui piedritti una forza di inerzia pari a:

$$p = 0.04 \times (0.60 \times 25) = 0.60 \text{ kN/m}^2$$

Incremento sismico di spinta

Si considera un diagramma triangolare con valore massimo in sommità. Si riporta di seguito la determinazione dell'incremento di spinta.

SPINTA STATICA

	°	rad
ϕ	30	0.52
α	90	1.57
β	0	0.00
δ	0	0.00

Ka 0.333

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

Risultante:

F	48.2 kN
ΔF	3.5 kN
p(sup)	1.77 kN/m

SPINTA SISMICA

	°	rad
ϕ	30	0.52
α'	87.7	1.53
β'	2.3	0.04
δ	0	0.00
θ	2.3	0.04
A	0.999	

Ka 0.358

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

Risultante:

Fs	51.6 kN
-----------	----------------

8.3 Condizioni e combinazioni di carico

Si considerano le seguenti condizioni di carico

PERM:	Carichi permanenti (incluso il peso proprio, calcolato dal programma di calcolo)
SPTSX	Spinta del terreno sul piedritto di sinistra
SPTDX	Spinta del terreno sul piedritto di destra
SPACCSX	Spinta dovuta ai carichi accidentali sul piedritto di sinistra
SPACCDX	Spinta dovuta ai carichi accidentali sul piedritto di destra
SISMAH	Azione sismica
SPSDX	Incremento sismico di spinta

Si considerano le seguenti 4 combinazioni di carico:

	1	2	3	4
PERM	1	1	1	1
SPTSX	1	1	0.7	0.7
SPTDX	1	1	1	1
SPACCSX	0	1	0	0
SPACCDX	0	1	1	0.5
SISMAH	0	0	0	1
SPSDX	0	0	0	1

8.4 Sollecitazioni

Si riporta di seguito il diagramma involuppo del momento flettente e del taglio.

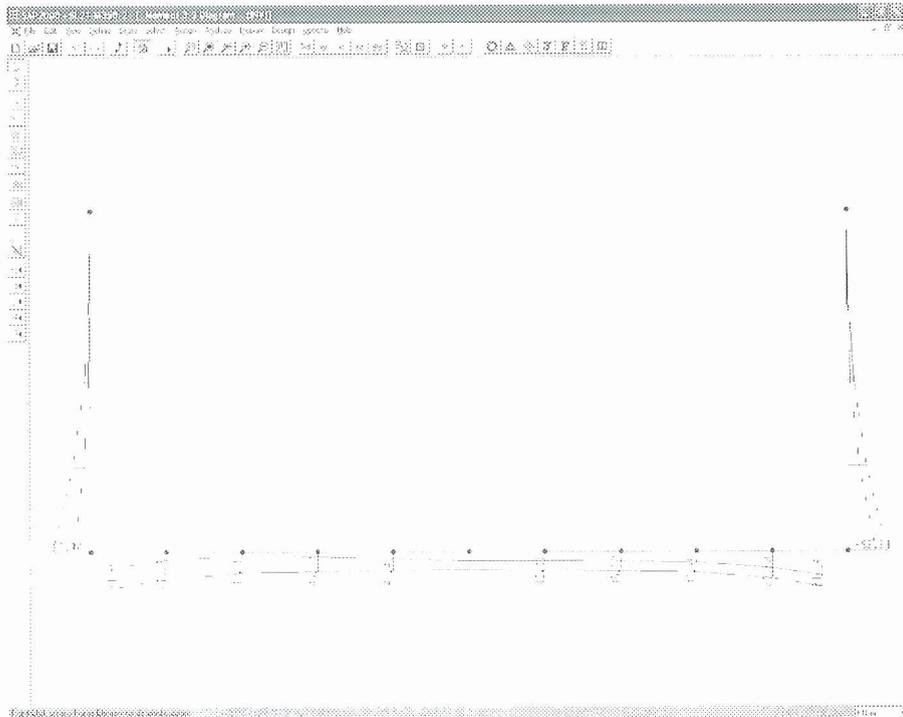


Diagramma del momento flettente

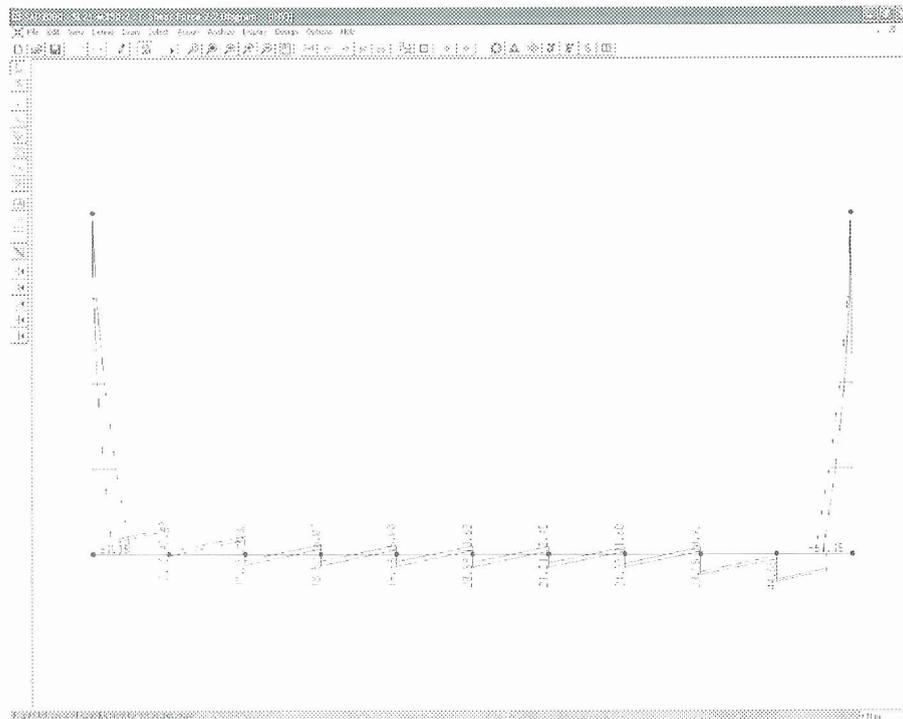


Diagramma del taglio

8.5 Verifiche di resistenza

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza del piedritto e della soletta.

Piedritto

Sollecitazioni

Momento flettente	M	89 kN m
Sforzo normale	N	0 kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35 N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{Camm}	11.0 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'	5.65 cm ²	5 \emptyset 12	$C_{S1} =$	5 cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00 cm ²	\emptyset	$C_{S2} =$	cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00 cm ²	\emptyset	$C_{I2} =$	cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	10.05 cm ²	5 \emptyset 16	$C_{I1} =$	5 cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_C	2.9 N/mm ²	<	σ_{Camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_S	172.9 N/mm ²	<	σ_{Samm}

Eccentricità	e	∞ cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u	∞ cm		
Posizione asse neutro	y	11.1 cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	6220 cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	1947262 cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	339358 cm ⁴		

Verifica a taglio

Taglio	T	61 kN
Tensione tangenziale	τ	0.12 N/mm ²
	$\tau_{c,0}$	0.67 N/mm ²

Soletta

Sollecitazioni

Momento flettente	M	82	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	11.0	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	260	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	80	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	10.05	cm ²	5	$\emptyset 16$ $C_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	\emptyset	$C_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	\emptyset	$C_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	10.05	cm ²	5	$\emptyset 16$ $C_{t1} = 5$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	1.6	N/mm ²	<	σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	115.5	N/mm ²	<	σ_{samm}

Eccentricità	e	∞	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u	∞	cm		
Posizione asse neutro	y	12.8	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	8281	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	4636118	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	662487	cm ⁴		

Verifica a taglio

Taglio	T	45	kN
Tensione tangenziale	τ	0.07	N/mm ²
	$\tau_{c,0}$	0.67	N/mm ²

8.6 Verifiche a fessurazione

Piedritto

Sollecitazioni

Momento flettente	M	89	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	35	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	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'	5.65	cm ² 5 \emptyset 12 $C_{s1} =$ 5 cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ² \emptyset $C_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ² \emptyset $C_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	10.05	cm ² 5 \emptyset 16 $C_{t1} =$ 5 cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	2.9	N/mm ² < σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	172.9	N/mm ² < σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	∞	cm > H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	∞	cm
Posizione asse neutro	y (M)	11.1	cm
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	6220	cm ²
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	1947262	cm ⁴
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	339358	cm ⁴

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	131	kN m	La sezione non è fessurata
---------------------------------------	--------------	-----	------	----------------------------

Soletta

Sollecitazioni

Momento flettente	M	82 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	σ_{amm}	260 N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	80 cm			
Larghezza sezione	B	100 cm			
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	10.05 cm ²	5 \emptyset 16	$C_{s1} =$	5 cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00 cm ²	\emptyset	$C_{s2} =$	cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00 cm ²	\emptyset	$C_{i2} =$	cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	10.05 cm ²	5 \emptyset 16	$C_{i1} =$	5 cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	1.6 N/mm ²	<	σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	115.5 N/mm ²	<	σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	∞ cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	∞ cm		
Posizione asse neutro	γ (M)	12.8 cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	8281 cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	4636118 cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	662487 cm ⁴		

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	234 kN m	La sezione non è fessurata
---------------------------------------	--------------	----------	----------------------------