

S.G.C. E78 GROSSETO-FANO

Tratto Siena Bettolle (A1)

Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena-Ruffolo (Lotto 0)

PROGETTO DEFINITIVO

COD. FI-81

R.T.I. di PROGETTAZIONE: Mandataria Mandante



PROGETTISTI:

Ing. Riccardo Formichi - Pro Iter srl (Integratore prestazioni specialistiche)
Ordine Ing. di Milano n. 18045

Ing. Stefano Muffato - Sinergo SpA
Ordine Ing. di Venezia n. 2087

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Massimo Mezzanzanica - Pro Iter srl
Albo Geol. Lombardia n. A762

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Enrico Moretti - Erre.via. srl
Ordine Ing. di Milano n. 16237

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Ing. Raffaele Franco Carso

PROTOCOLLO

DATA



06 - OPERE D'ARTE

06.09 - Opere di mitigazione acustica

Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00OM00STRRE01B.pdf		
DPFI0081	D	20	CODICE ELAB. T00OM00STRRE01	B	Varie
D					
C					
B	Revisioner per istruttoria ANAS		Maggio 2021	Malandrin	Imbiscuso Muffato
A	Emissione		Ottobre 2020	Malandrin	Imbiscuso Caobianco
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA.....	1
1.1	Descrizione dell'intervento.....	1
1.2	Inquadramento geografico.....	2
1.3	Inquadramento geologico e geomorfologico.....	2
2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	3
2.1	Elaborati a carattere generale	3
2.2	Elaborati specifici	3
3	MATERIALI	4
3.1	Acciaio da carpenteria metallica	4
3.1.1	Caratteristiche meccaniche	4
3.1.2	Coefficienti parziali di sicurezza.....	4
3.1.3	Classe di resistenza	4
3.2	Collegamenti	4
3.2.1.1	Bulloni	4
3.2.1.2	Saldature	4
3.3	Calcestruzzo elevazioni.....	4
3.3.1	Prescrizioni di durabilità	5
3.3.2	Copriferro	5
3.3.3	Caratteristiche meccaniche e valori di progetto	5
3.3.4	Requisiti di limitazione della fessurazione	6
3.4	Calcestruzzo batoli di fondazione	6
3.4.1	Prescrizioni di durabilità	6
3.4.2	Copriferro	6
3.4.3	Caratteristiche meccaniche e valori di progetto	7
3.4.4	Requisiti di limitazione della fessurazione	7
3.5	Acciaio per armatura lenta.....	8
3.5.1	Caratteristiche meccaniche	8
3.5.2	Valori di progetto	8
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	9
4.1	Parametri geotecnici.....	9
5	CRITERI DI CALCOLO	10
5.1	Descrizione dei criteri di calcolo	10
6	ANALISI DEI CARICHI.....	11
6.1	Azioni permanenti strutturali (G_1).....	11
6.1.1	Pesi propri.....	11
6.2	Azioni permanenti non strutturali (G_2).....	11
6.2.1	Pesi propri terreni.....	11
6.3	Spinta del terreno (G_3).....	11
6.4	Azioni variabili da vento (Q_5)	11
6.5	Azioni eccezionali (A).....	12
6.5.1	Urto da traffico veicolare	12
7	CALCOLO DI VERIFICA DEI MONTANTI.....	13
8	CALCOLO DI VERIFICA DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI	14
8.1	Calcoli di verifica	14
8.1.1	Fondazione per barriera acustica H=5.00 m.....	15
8.1.2	Fondazione per barriera acustica H=4.00 m.....	21

8.1.3 Fondazione per barriera integrata H=5.00 m 27
8.1.4 Fondazione per barriera integrata H=5.00 m 33

1 PREMESSA

La presente relazione tratta il dimensionamento delle strutture portanti e delle relative opere fondazionali degli elementi di mitigazione acustica di progetto legati all'intervento in oggetto che riguarda la progettazione definitiva dell'adeguamento, da due a quattro corsie, del tronco stradale della SS n. 223 "di Paganico" nel tratto compreso tra lo svincolo con la Tangenziale Ovest di Siena (km 63.561 del tratto Grosseto-Siena) e lo svincolo di Ruffolo (km 2.800 del tratto Siena-Bettolle), comprensivo degli svincoli di inizio e fine intervento, al fine di realizzare un'arteria assimilabile ad una strada di tipo extraurbano principale (tipo B, a carreggiate separate – v. D.M. 05/11/2001), garantendo la continuità dell'Itinerario Internazionale E78 – S.G.C. "Grosseto – Fano".

1.1 Descrizione dell'intervento

Le opere di mitigazione acustica previste all'interno del progetto consistono in barriere fonoisolanti/fonoassorbenti costituite da montanti in acciaio, da pannelli acustici ciechi con struttura in acciaio e pannelli acustici trasparenti (PMMA) con telaio portante in profili di acciaio. In alcuni tratti è stata adottata una tipologia di barriera integrata di sicurezza/acustica, di classe H4 Bordo Ponte, omologata secondo la normativa vigente.

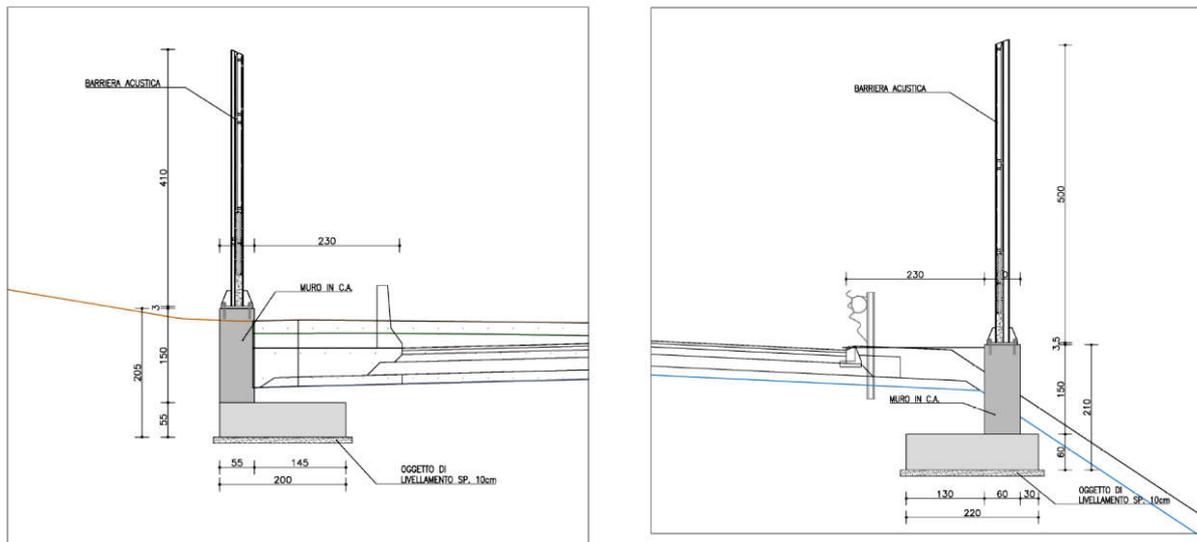
Si riporta di seguito l'elenco degli elaborati di progetto dei diversi tratti di barriera acustica:

T	0	0	OM	0	1	STR	DI	0	1	A	Barriera BA.1 - Carreggiata Ovest da pk 1+395 a pk 1524 Planimetria, sezioni e Prospetto (BA.01) - tav.1/2
T	0	0	OM	0	1	STR	DI	0	2	A	Barriera BA.1 - Carreggiata Ovest da pk 1+395 a pk 1524 Planimetria, sezioni e Prospetto (BA.01) - tav.2/2
T	0	0	OM	0	2	STR	DI	0	1	A	Barriera BA.2 - Rampa Si-Gr Sv. Ruffolo Planimetria, sezioni e Prospetto (BA.02)
T	0	0	OM	0	3	STR	DI	0	1	A	Barriera BA.3 - Rampa Gr-Si Sv. Ruffolo Planimetria, sezioni e Prospetto (BA.03) - tav.1/3
T	0	0	OM	0	3	STR	DI	0	2	A	Barriera BA.3 - Rampa Gr-Si Sv. Ruffolo Planimetria, sezioni e Prospetto (BA.03) - tav.2/3
T	0	0	OM	0	3	STR	DI	0	3	A	Barriera BA.3 - Rampa Gr-Si Sv. Ruffolo Planimetria, sezioni e Prospetto (BA.03) - tav.3/3
T	0	0	OM	0	4	STR	DI	0	1	A	Barriera BA.4 - Carreggiata Ovest da pk 4+740 a pk 4+964 Planimetria, sezioni e Prospetto (BA.04) - tav.1/2
T	0	0	OM	0	4	STR	DI	0	2	A	Barriera BA.4 - Carreggiata Ovest da pk 4+740 a pk 4+964 Planimetria, sezioni e Prospetto (BA.04) - tav.2/2
T	0	0	OM	0	5	STR	DI	0	1	A	Barriera BA.5 - Carreggiata est da pk 4+156 a pk 4+255 Planimetria, sezioni e Prospetto (BA.05)
T	0	0	OM	0	6	STR	DI	0	1	A	Barriera BA.6 - Carreggiata est da pk 4+255 a pk 4+596 Planimetria, sezioni e Prospetto (BA.06)
T	0	0	OM	0	7	STR	DI	0	1	A	Barriera BA.7 - Carreggiata ovest da pk 4+802 a pk 4+955 Planimetria, sezioni e Prospetto (BA.07)

Le barriere acustiche vengono normalmente installate a tergo della barriera di sicurezza stradale, al margine del rilevato stradale, ad una distanza almeno pari alla distanza di intrusione del veicolo per la specifica barriera.

Nel caso in esame, con barriera bordo laterale H2 ANAS, tale distanza vale 2.30m.

Le barriere acustiche vengono quindi posizionate su un sistema di fondazione superficiale dimensionato per sopportare le sollecitazioni prodotte dalla pressione del vento di progetto sulla superficie della barriera acustica.



In alcuni casi le barriere acustiche o integrate sono installate su muro prefabbricato tipo Tensiter, le verifiche di resistenza dei muri non sono oggetto di questo documento, si rimanda pertanto alla specifica relazione di calcolo.

1.2 Inquadramento geografico

L'area di intervento è situata nel Comune di Siena.

1.3 Inquadramento geologico e geomorfologico

In merito a tali aspetti si rimanda al [1] indicato negli elaborati di riferimento riportati a seguire.

2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1 Elaborati a carattere generale

- [1] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Geologia e geotecnica – Geologia – Relazione geologica e idrogeologica – Elaborato: T00GE01GEORE01A
- [2] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Geologia e geotecnica – Geotecnica – Relazione geotecnica generale – Elaborato: T00GE04GETRE01A
- [3] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Geologia e geotecnica – Sismica – Relazione sismica – Elaborato: T00GE05GETRE02A

2.2 Elaborati specifici

- [4] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Opere d'arte – Opere d'arte minori – Opere di sostegno – Muro di sostegno – Svincolo di Cerchiara (OS24) – Planimetria, prospetto e sezioni trasversali – Elaborato: T00OS24GETDI01A
- [5] E78 Grosseto Fano – Tratto Siena – Bettolle (A1) – Adeguamento a 4 corsie del tratto Siena – Ruffolo (Lotto 0) – Progetto definitivo – Opere d'arte – Opere d'arte minori – Opere di sostegno – Muro di sostegno – Svincolo di Cerchiara (OS26) – Planimetria, prospetto e sezioni trasversali – Elaborato: T00OS26GETDI01A

3 MATERIALI

3.1 Acciaio da carpenteria metallica

S235 J2W

(UNI EN10025-1, 2 E 5)

3.1.1 Caratteristiche meccaniche

Modulo elastico:

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

Coefficiente di dilatazione termica:

$$\alpha = 1.2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

S235:

Resistenza allo snervamento (sp. $t \leq 40\text{mm}$):

$$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$$

Resistenza ultima ($t \leq 40\text{mm}$):

$$f_{tk} = 360 \text{ MPa}$$

3.1.2 Coefficienti parziali di sicurezza

Resistenza sezioni (cl. 1÷4):

$$\gamma_{s,M0} = 1.05$$

Resistenza instabilità membrature (ponti):

$$\gamma_{s,M1} = 1.10$$

Resistenza sezioni indebolite dai fori:

$$\gamma_{s,M2} = 1.25$$

Resistenza a fatica, rispetto a $\Delta\sigma_D$ e $\Delta\tau_D$:

$$\gamma_{M,f} = 1.35$$

3.1.3 Classe di resistenza

La classe di resistenza adottata è K2 o J2 a temperature di servizio $T_{Ed} = -10^\circ\text{C}$ (si veda nel seguito la valutazione della temperatura minima secondo [2]), lo spessore massimo e la tensione massima corrispondente in combinazione frequente sono date dal prospetto 2.1 di UNI EN 1993-1-10:2005.

In base ai requisiti richiesti di resilienza si contiene lo spessore delle lamiere ai valori indicati in rosso per i materiali di progetto, potendo così non limitare le tensioni massime in termini di resistenza. Infatti la limitazione sulla tensione nominale di esercizio è compensata dal fattore di combinazione per i carichi ultimi è mediamente 1.35 ($1/1.35=0.74 < 0.75$); conseguentemente si ha che mantenendo gli spessori massimi impiegato entro i valori indicati non occorre penalizzare la resistenza.

3.2 Collegamenti

3.2.1.1 Bulloni

Bulloni per giunzioni a taglio: cl. 8.8

Tensione di snervamento: $f_{yb} = 800 \text{ MPa}$

Tensione di rottura: $f_{tb} = 640 \text{ MPa}$

Coeff. sicurezza materiali: $\gamma_{M2} = 1.25$

3.2.1.2 Saldature

Sono previste giunzioni a doppio cordone d'angolo.

Coefficienti di sicurezza:

Resistenza collegamenti saldati $\gamma_{s,M2} = 1.25$

I cordoni d'angolo hanno dimensione z (lato della saldatura parallela al piatto) = 0.7 volte lo spessore minimo delle lamiere da collegare.

3.3 Calcestruzzo elevazioni

Il calcestruzzo strutturale deve essere prodotto secondo i criteri proposti nella UNI EN 11104:2016 (aggregati EN 12620 ed acqua d'impasto EN 1008).

3.3.1 Prescrizioni di durabilità

Con riferimento a:

- UNI 11104:2016 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206 e UNI EN 206: 2017 "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità".

Si hanno le seguenti caratteristiche del conglomerato:

- Nei confronti della corrosione indotta da carbonatazione: XC4 Ciclicamente asciutto e bagnato.
- Nei confronti della corrosione indotta da gelo e disgelo: XF2 Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante.
- Classe di resistenza: C32/40
- Classe di lavorabilità: S4
- Massimo rapporto a/c: 0.50
- Contenuto minimo in aria 4%
- Minimo contenuto in cemento 340 kg/m³
- Diametro massimo inerte: 25 mm

3.3.2 Copriferro

Calcolo copriferro - § C4.1.6.1.3 ISTRUZIONI NTC

				barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente		$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35	
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45	
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50	

Elementi altri

Classe Calcestruzzo: C32/40
 Condizioni ambientali: aggressive
 Vita nominale costruzione: 50 [anni]
 Tolleranza di posa: 10 [mm]
 $c = 30 (C > C_{min}) + 10 (tolleranza) = 40 \text{ mm}$

3.3.3 Caratteristiche meccaniche e valori di progetto

Con riferimento alla resistenza meccanica sono considerati nella progettazione i seguenti valori.

Classe normata:		32/40	MPa
Classe di resistenza cubica:	Rck =	40	MPa
Resist. a compr. cilindrica caratteristica:	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} =$	33.20	MPa
Resist. a compr. cilindrica media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41.20	MPa
Resist. a trazione media:	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{cm}^{2/3} =$	3.10	MPa
Resist. a trazione caratteristica:	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm} =$	2.17	MPa
Resist. a trazione ap. fessure:	$\sigma = f_{ctm}/1,2 =$	2.58	MPa
Modulo elastico:	$E_{cm} = 22000 \times [f_{cm}/10]^{0.3} =$	33643	MPa
Coeff. sicurezza materiali:	$\gamma_M =$	1.50	
Coeff. riduttivo carichi lunga durata:	$\alpha_C =$	0.85	

Resistenza a compr. di progetto:	$f_{cd} = \alpha_c \times f_{ck} / \gamma_M =$	18.81	MPa
Resistenza a traz. di progetto:	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_M =$	1.45	MPa
Tensione di aderenza caratteristica:	$f_{bk} = 2,25 \times n \times f_{ctk} =$	4.88	MPa
Tens. ader. di progetto (cls tesoro):	$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_M / 1,50 =$	2.17	MPa
Tens. ader. di progetto (cls compr.):	$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_M =$	3.25	MPa
Tens. massima compressione comb. rara:	$\sigma_c = 0,60 \times f_{ck} =$	19.92	MPa
Tens. massima compressione comb. quasi perm.:	$\sigma_c = 0,45 \times f_{ck} =$	14.94	MPa

3.3.4 Requisiti di limitazione della fessurazione

Condizioni ambientali (D.M. 17/01/2018 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC) §4.1.2.2.4.3)

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Gruppo di armature (D.M. 17/01/2018 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC) §4.1.2.2.4.4):
 poco sensibile.

Scelta dello stato limite di fessurazione (D.M. 17/01/2018 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC) §4.1.2.2.4.5):

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Le verifiche di fessurazione sono condotte con le limitazioni seguenti:

- quasi permanente $w_1 = 0,2$ mm;
- frequente $w_2 = 0,3$ mm.

3.4 Calcestruzzo batoli di fondazione

Il calcestruzzo strutturale deve essere prodotto secondo i criteri proposti nella UNI EN 11104:2016 (aggregati EN 12620 ed acqua d'impasto EN 1008).

3.4.1 Prescrizioni di durabilità

Con riferimento a:

- UNI 11104:2016 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206 e UNI EN 206: 2017 "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità".

Si hanno le seguenti caratteristiche del conglomerato:

- Nei confronti della corrosione indotta da carbonatazione: XC2 Bagnato, raramente asciutto (batoli).
- Classe di resistenza: C28/35
- Classe di lavorabilità: S4
- Massimo rapporto a/c: 0.55
- Minimo contenuto in cemento 320 kg/m³
- Diametro massimo inerte: 32 mm

3.4.2 Copriferro

Calcolo copriferro - § C4.1.6.1.3 ISTRUZIONI NTC

C _{min}	C _o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			C _{≥C_o}	C _{min} ≤C<C _o	C _{≥C_o}	C _{min} ≤C<C _o	C _{≥C_o}	C _{min} ≤C<C _o	C _{≥C_o}	C _{min} ≤C<C _o
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Elementi altri

Classe Calcestruzzo: C28/35

Condizioni ambientali: ordinarie

Vita nominale costruzione: 50 [anni]

Tolleranza di posa: 10 [mm]

c = 25 (C>Cmin) + 10 (tolleranza) = 35 mm

3.4.3 Caratteristiche meccaniche e valori di progetto

Con riferimento alla resistenza meccanica sono considerati nella progettazione i seguenti valori.

Classe normata:		28/35	MPa
Classe di resistenza cubica:	Rck =	35	MPa
Resist. a compr. cilindrica caratteristica:	fck = 0.83×Rck =	29.05	MPa
Resist. a compr. cilindrica media:	fc _m = fck + 8 =	37.05	MPa
Resist. a trazione media:	fct _m = 0.30×fck ^{2/3} =	2.83	MPa
Resist. a trazione caratteristica:	fctk = 0.70×fct _m =	1.98	MPa
Resist. a trazione ap. fessure:	st = fctk/1,2 =	1.65	MPa
Modulo elastico:	E _{cm} = 22000×[fcm/10] ^{0.3} =	32588	MPa
Coeff. sicurezza materiali:	γ _M =	1.50	
Coeff. riduttivo carichi lunga durata:	α _C =	0.85	
Resistenza a compr. di progetto:	fcd = α _C × fck / γ _M =	16.46	MPa
Resistenza a traz. di progetto:	fctd = fctk / γ _M =	1.32	MPa
Tensione di aderenza caratteristica:	fbk = 2,25×n×fctk =	4.46	MPa
Tens. ader. di progetto (cls tesoro):	fbd = fbk/γ _M /1,50 =	1.98	MPa
Tens. ader. di progetto (cls compr.):	fbd = fbk/γ _M =	2.97	MPa
Tens. massima compressione comb. rara:	sc = 0.60×fck =	17.93	MPa
Tens. massima compressione comb. quasi perm.:	sc = 0.45×fck =	13.07	MPa

3.4.4 Requisiti di limitazione della fessurazione

Condizioni ambientali (D.M. 17/01/2018 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC) §4.1.2.2.4.3).

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Gruppo di armature (D.M. 17/01/2018 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC) §4.1.2.2.4.4): poco sensibile.

Scelta dello stato limite di fessurazione (D.M. 17/01/2018 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC) §4.1.2.2.4.5):

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_s	Stato limite	w_s
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Limitazioni:

- quasi permanente $w_2 = 0,3$ mm;
- frequente $w_3 = 0,4$ mm.

Le verifiche di fessurazione possono essere condotte in favore della sicurezza con le limitazioni previste per l'ambiente aggressivo:

- quasi permanente $w_1 = 0,2$ mm;
- frequente $w_2 = 0,3$ mm.

3.5 Acciaio per armatura lenta

Tipo B450C

3.5.1 Caratteristiche meccaniche

Modulo elastico:

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

Tensione di snervamento

$$f_{yk} = f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ MPa}$$

Tensione di rottura

$$f_{tk} = f_{t \text{ nom}} = 540 \text{ MPa}$$

3.5.2 Valori di progetto

Coeff. sicurezza materiali:

$$Y_{s,M} = 1.15$$

Snervam. progetto materiali:

$$f_{yd} = f_{yk}/Y_{s,M} = 391.3 \text{ MPa}$$

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

4.1 Parametri geotecnici

La fondazione superficiale delle opere in esame risulta essere immersa nel rilevato stradale, si assume per tutte le fondazioni analizzate in questa relazione:

Angolo di resistenza a taglio $\varphi = 35^\circ$

5 CRITERI DI CALCOLO

5.1 Descrizione dei criteri di calcolo

Le opere oggetto della presente relazione sono state progettate e calcolate secondo i metodi della scienza delle costruzioni, adottando per le verifiche il criterio degli stati limite (S.L.).

I criteri generali di sicurezza, le azioni di calcolo e le caratteristiche dei materiali sono stati assunti in conformità con il D.M. 17.02.2018 – “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” e relativa circolare esplicativa (Circolare 21.01.2019 n. 7/C.S.LL.PP.).

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 Azioni permanenti strutturali (G₁)

6.1.1 Pesi propri

Si considerano i seguenti pesi specifici.

Elementi in c.a. $\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN/m}^3$

Elementi in acciaio $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$

6.2 Azioni permanenti non strutturali (G₂)

6.2.1 Pesi propri terreni

Per ulteriori dettagli si rimanda alle schede di calcolo.

6.3 Spinta del terreno (G₃)

Per maggiori dettagli si rimanda alle schede di calcolo e verifica.

6.4 Azioni variabili da vento (Q₅)

Coerentemente con quanto indicato al §3.3 delle NTC18 e alle indicazioni in CNR DT207 R1/2018, la pressione del vento è ricavata a partire come riportato nella seguente tabella.

NOME: BARRIERA FONO SIENA				CALCOLO AZIONI VENTO				Rev. 09
Zona	3 (Tab. 3.I)	3 (Tab. 3.II - 3.III)	T _r (anni)	50	tempo ritorno			
v _{b,o} (m/s)	27.0	velocità base liv. mare	0.20	fattore terreno	c _r	1.00	coeff. tempo ritorno	
a ₀ (m)	500	altitudine base	0.10	altezza rugosità				
k _a	0.37	fattore altitudine	5.00	altezza minima	c _t	1.50	coeff. Topografia	
a _s (m)	250	altitudine sito	vedi tabella		v _r (m/s)	27.0	velocità rifer. progetto	
c _a	1.00	coeff. altitudine						
z (m)	c _a (z)	q _p (N/m ²)	C _{pm}	p _n (kN/m)				
20.00	4.75	2168	2.10	4.55				
19.00	4.68	2136	2.10	4.49				
18.00	4.61	2103	2.10	4.42				
17.00	4.53	2067	2.10	4.34				
16.00	4.45	2030	2.10	4.26				
15.00	4.36	1991	2.10	4.18				
14.00	4.27	1950	2.10	4.09				
13.00	4.18	1906	2.10	4.00				
12.00	4.07	1859	2.10	3.90				
11.00	3.96	1808	2.10	3.80				
10.00	3.84	1753	2.10	3.68				
9.00	3.71	1694	2.10	3.56				
8.00	3.57	1628	2.10	3.42				
7.00	3.41	1555	2.10	3.27				
6.00	3.23	1473	2.10	3.09				
5.00	3.02	1378	2.10	2.89				
4.00	3.02	1378	2.10	2.89				
3.00	3.02	1378	2.10	2.89				
2.00	3.02	1378	2.10	2.89				
1.00	3.02	1378	2.10	2.89				
0.00	3.02	1378	2.10	2.89				

z (m)	p _n (kN/m)	C _{pm}
0.00	2.89	1.30
1.00	2.89	1.30
2.00	2.89	1.30
3.00	2.89	1.30
4.00	2.89	1.30
5.00	2.89	1.30
6.00	3.09	1.30
7.00	3.27	1.30
8.00	3.42	1.30
9.00	3.56	1.30
10.00	3.68	1.30
11.00	3.80	1.30
12.00	3.90	1.30
13.00	4.00	1.30
14.00	4.09	1.30
15.00	4.18	1.30
16.00	4.26	1.30
17.00	4.34	1.30
18.00	4.42	1.30
19.00	4.49	1.30
20.00	4.55	1.30

Il valore massimo della pressione del vento, corrispondente ad un valore c_{pm}=2.10, viene adottato per i tratti terminali di barriera acustica, mentre per i tratti intermedi viene adottato un coefficiente

$c_{pm} = 1.20$, come riportato nella CNR-DT 207 R1/2018

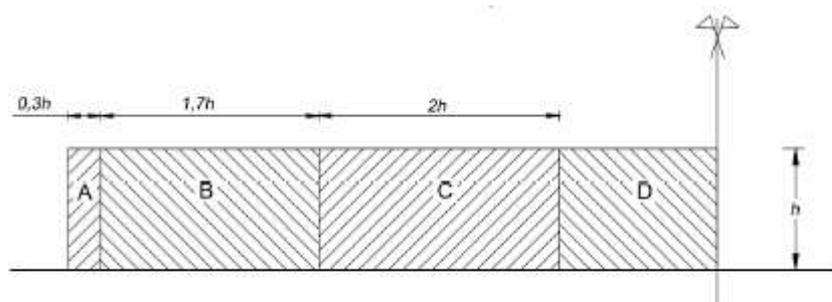


Figura G.21 – Suddivisione di muri e parapetti in aree di uguale pressione complessiva.

Tabella G.X – Coefficienti di pressione complessiva per muri e parapetti.

φ	Chiusura laterale	l/h	A	B	C	D
1,0	no	<3	2,3	1,4	1,2	1,2
		5	2,9	1,8	1,4	
		>10	3,4	2,1	1,7	
	si	tutti	2,1	1,8	1,4	
0,8	si/no	tutti	1,2			

Si ottengono quindi le seguenti condizioni per le diverse configurazioni di barriera considerate:

H (m)	Int. Montanti (m)	prif (kN/mq)	cp	pw (kN/mq)
3	2	1.419	2.1	2.98
3	4	1.419	1.2	1.70
4	2	1.419	2.1	2.98
4	4	1.419	1.2	1.70
5	2	1.419	2.1	2.98
5	4	1.419	1.2	1.70

L'interasse tipico dei montanti delle barriere acustiche è pari a 4.00m, in corrispondenza dei tratti terminali si adotta un interasse pari a 2.00m per una lunghezza pari a 2H per compensare l'aumento della pressione del vento di progetto.

6.5 Azioni eccezionali (A)

6.5.1 Urto da traffico veicolare

In accordo con il §3.6.3.3.2 delle NTC18 la forza d'urto è simulata con una forza orizzontale equivalente pari a 100kN applicata a 1.00m dal piano stradale. Tale azione è ripartita su una opportuna estensione del sistema di fondazione, in funzione della specifica geometria.

7 CALCOLO DI VERIFICA DEI MONTANTI

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza e di deformazione (spostamento in punta) per i montanti delle barriere acustiche, considerando le diverse altezze di progetto:

H (m)	Int. Montanti (m)	prif (kN/mq)	cp	pw (kN/mq)	gQ	M_base mont. (kNm)	Wmin (cm ³)	profilo	J (mm ⁴)	W (mm ³)	Mres (kNm)	f.s.
3	2	1.419	2.1	2.98	1.5	40.2	179.7	HEA160	16730000	209125	46.8	1.2
3	4	1.419	1.2	1.70	1.5	46.0	205.4	HEA160	16730000	209125	46.8	1.0
4	2	1.419	2.1	2.98	1.5	71.5	319.5	HEA200	36920000	369200	82.6	1.2
4	4	1.419	1.2	1.70	1.5	81.7	365.2	HEA200	36920000	461500	103.3	1.3
5	2	1.419	2.1	2.98	1.5	111.7	499.3	HEA240	77630000	646917	144.8	1.3
5	4	1.419	1.2	1.70	1.5	127.7	570.6	HEA240	77630000	646917	144.8	1.1

H (m)	Int. Montanti (m)	prif (kN/mq)	cp	pw (kN/mq)	gQ	profilo	q SLE (kN/m)	sp.punta SLE (mm)	H/sp
3	2	1.419	2.1	2.98	1.5	HEA160	6.0	17	175
3	4	1.419	1.2	1.70	1.5	HEA160	6.8	20	153
4	2	1.419	2.1	2.98	1.5	HEA200	6.0	25	163
4	4	1.419	1.2	1.70	1.5	HEA200	6.8	28	142
5	2	1.419	2.1	2.98	1.5	HEA240	6.0	29	175
5	4	1.419	1.2	1.70	1.5	HEA240	6.8	33	153

Gli spostamenti calcolati sono ritenuti compatibili con la situazione di progetto.

8 CALCOLO DI VERIFICA DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Si riportano di seguito le sollecitazioni trasmesse al sistema di fondazione superficiale per unità di lunghezza, utilizzate per il dimensionamento e calcolo di verifica delle stesse:

H (m)	Int. Montanti (m)	prif (kN/mq)	cp	pw (kN/mq)	gQ	M_base mont. (kNm)	profilo	M/m per fondazione (kNm/m)	Taglio/m
3	2	1.419	2.1	2.98	1.5	40.2	HEA160	20.1	8.9
3	4	1.419	1.2	1.70	1.5	46.0	HEA160	11.5	10.2
4	2	1.419	2.1	2.98	1.5	71.5	HEA200	35.8	8.9
4	4	1.419	1.2	1.70	1.5	81.7	HEA200	20.4	10.2
5	2	1.419	2.1	2.98	1.5	111.7	HEA240	55.9	8.9
5	4	1.419	1.2	1.70	1.5	127.7	HEA240	31.9	10.2

8.1 Calcoli di verifica

Si riportano di seguito i calcoli di verifica per le situazioni progettuali più significative.

8.1.1 Fondazione per barriera acustica H=5.00 m

DATI DI PROGETTO:

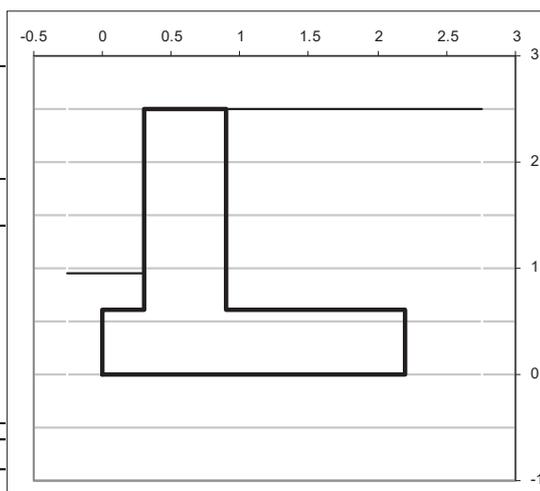
Geometria del Muro

Elevazione	H3	1.90	(m)
Aggetto Valle	B2	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	0.60	(m)
Aggetto monte	B4	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B	2.20	(m)
Spessore Fondazione	H2	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1	0.30	(m)
Suola Lato Monte	B5	1.30	(m)
Altezza dente	Hd	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc	1.10	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls}	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	----------------	-------	----------------------



Dati Geotecnici

			Valori caratteristici	Valori di progetto	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	ϕ'	35.00	35.00	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	19.00	24.70	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	0.00	0.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	20.00	20.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	20.00	20.00	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	$c1'$	0.00	0.00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	ϕ_i'	35.00	35.00	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γ_l	18.00	18.00	(kN/m ³)
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	γ_d	18.00	18.00	(kN/m ³)
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	0.95		(m)
	Profondità Falda	Zw	5.00		(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	Hs	4.00		(m)
Modulo di deformazione	E	150000	150000	(kN/m ²)	
Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.25		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.00		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.2500		(-)
	coefficiente sismico verticale	kv	0.1250		(-)
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.25	0.25	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.40	0.40	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0.46	0.46	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3.69	3.69	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	3.24	3.24	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	3.10	3.10	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.25	0.25	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.40	0.40	(-)
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0.46	0.46	(-)	

Carichi Agenti

			Valori caratteristici	Valori di progetto	
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	0.00	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	10.00	15.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	3.00	3.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	32.00	48.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	0.00	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	3.00	3.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	0.00	0.00	(kNm/m)

CONDIZIONE STATICA

Azioni orizzontali

Spinta terreno	17.77	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	15.00	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	61.50	(kN/m)
PP terreno a monte	46.93	(kN/m)
Spinta terreno	6.47	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	3.00	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	14.81	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	85.50	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	53.40	(kNm/m)
PP terreno a monte	72.74	(kNm/m)
Spinta terreno	14.23	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	1.80	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 117.90 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 32.77 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.70 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 2.52 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 142.17 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 100.31 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 1.42 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 117.90 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 32.77 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 87.83 (kNm/m)

eccentricità e = 0.74 (m)

larghezza equivalente B* = 0.71 (m)

Coefficienti di carico limite

N _q	33.30	(-)
N _c	46.12	(-)
N _γ	48.03	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

i _q	0.52	(-)
i _c	0.51	(-)
i _γ	0.38	(-)

qlim (carico limite unitario) = 412.36 (kN/m²)

F qlim*B* / N 2.48 (-)

CONDIZIONE SISMICA +

Azioni orizzontali

Spinta terreno	32.69	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	15.38	(kN/m)
Inerzia terrapieno	11.73	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	61.50	(kN/m)
PP terreno a monte	46.93	(kN/m)
Spinta terreno	11.90	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	3.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	5.87	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	27.24	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	13.52	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	9.09	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	53.40	(kNm/m)
PP terreno a monte	72.74	(kNm/m)
Spinta terreno	26.17	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	1.80	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 129.19 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 59.79 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.70 (-)

F_s = (N*f + Sp) / T 1.51 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 154.11 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 49.85 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 3.09 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 129.19 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 59.79 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 37.85 (kNm/m)

eccentricità e = 0.29 (m)

larghezza equivalente B* = 1.61 (m)

Coefficienti di carico limite

N _q	33.30	(-)
N _c	46.12	(-)
N _γ	48.03	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

i _q	0.29	(-)
i _c	0.27	(-)
i _γ	0.16	(-)

q_{lim} (carico limite unitario) = 272.45 (kN/m²)

F = q_{lim}*B*/ N 3.40 (-)

CONDIZIONE SISMICA -

Azioni orizzontali

Spinta terreno	29.37	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	15.38	(kN/m)
Inerzia terrapieno	11.73	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	61.50	(kN/m)
PP terreno a monte	46.93	(kN/m)
Spinta terreno	10.69	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	3.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-5.87	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	24.48	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	13.52	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	27.28	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	53.40	(kNm/m)
PP terreno a monte	72.74	(kNm/m)
Spinta terreno	23.52	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	1.80	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 116.25 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 56.48 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.70 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.44 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 151.46 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 65.27 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 2.32 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 116.25 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 56.48 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 41.69 (kNm/m)

eccentricità e = 0.36 (m)

larghezza equivalente B* = 1.48 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	33.30	(-)
Nc	46.12	(-)
Nγ	48.03	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.26	(-)
ic	0.24	(-)
iγ	0.14	(-)

qlim (carico limite unitario) = 237.63 (kN/m²)

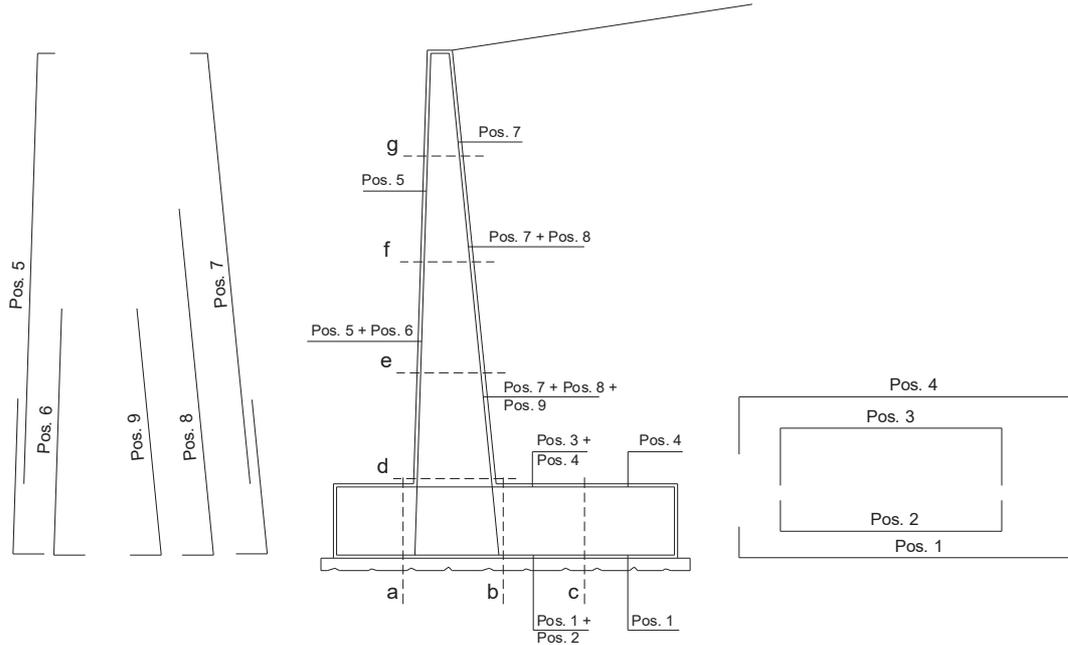
F qlim*B*/ N 3.03 (-)

CALCOLI STATICI - Verifica allo Stato Limite Ultimo

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

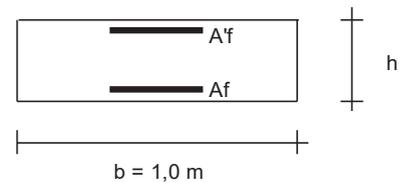
Calcestruzzo	Rck	35	(MPa)	Acciaio	Fe B 44 k
	γ_c	=	1.8		f_{yk}
					= 450 (MPa)
	$f_{cd} = 0.83 \cdot Rck / \gamma_c$	=	16.05		γ_E
			(MPa)		= 1.00
					γ_s
					= 1.15
					$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E$
					= 391.30 (MPa)
Copriferro	c	=	4.00		Es
			(cm)		= 210000 (MPa)

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	pos	n°/ml	φ
1	7.0	12	5	7.0	12
2	0.0	10	6	0.0	10
3	0.0	12	7	7.0	12
4	7.0	12	8	0.0	10
			9	0.0	10



VERIFICHE

Sez.	M	N	h	Af	Af'	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	8.35	0.00	0.60	7.92	7.92	166.90
b - b	-60.58	0.00	0.60	7.92	7.92	166.90
c - c	-18.00	0.00	0.60	7.92	7.92	166.90
d - d	83.00	35.24	0.60	7.92	7.92	176.06
e - e	72.12	26.48	0.60	7.92	7.92	173.79
f - f	63.06	18.18	0.60	7.92	7.92	171.63
g - g	55.23	10.36	0.60	7.92	7.92	169.60

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

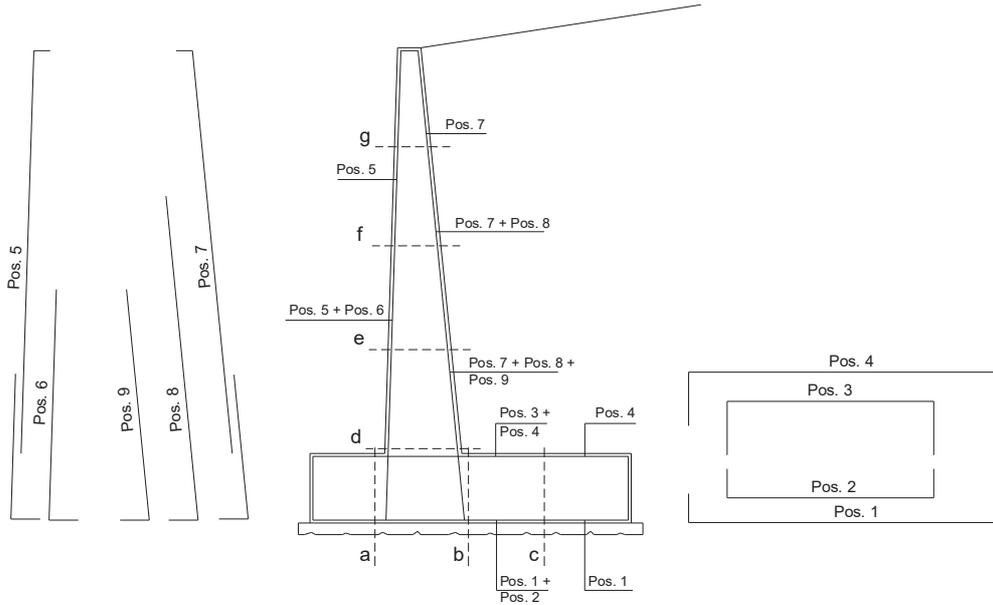
CALCOLI STATICI - VERIFICHE A FESSURAZIONE

DATI DI PROGETTO:

Caratteristiche dei Materiali

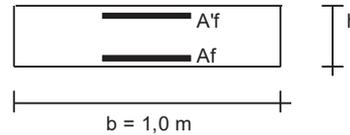
Calcestruzzo	Rck =	35	(MPa)	Acciaio	Fe B 44 k
fctm = 0.27*Rck ^{2/3} =	2.89	(MPa)		f _{yk} =	450 (MPa)
coefficiente omogeneizzazione acciaio	n =	15		Es	210000 (MPa)
Copriferro	(distanza asse armatura-bordo)			4.00	(cm)
Copriferro minimo di normativa	(ricoprimento armatura)			3.00	(cm)
Valore limite di apertura delle fessure				0.2	mm

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	pos	n°/ml	φ
1	7.0	12	5	7.0	12
2	0.0	10	6	0.0	10
3	0.0	10	7	7.0	12
4	7.0	12	8	0.0	10
			9	0.0	10



Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	4.77	0.00	0.6	7.92	7.92	0.16	11.46	0.011	0.200
b - b	-40.59	0.00	0.6	7.92	7.92	1.38	97.39	0.090	0.200
c - c	-13.81	0.00	0.6	7.92	7.92	0.47	33.13	0.031	0.200
d - d	56.00	34.37	0.6	7.92	7.92	1.93	113.74	0.105	0.200
e - e	48.36	25.99	0.6	7.92	7.92	1.66	100.41	0.093	0.200
f - f	42.13	17.97	0.6	7.92	7.92	1.45	90.24	0.084	0.200
g - g	36.83	10.30	0.6	7.92	7.92	1.26	82.13	0.076	0.200

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	3.70	0.00	0.6	7.92	7.92	0.13	8.88	0.008	0.200
b - b	-33.86	0.00	0.6	7.92	7.92	1.15	81.25	0.075	0.200
c - c	-13.22	0.00	0.6	7.92	7.92	0.45	31.73	0.029	0.200
d - d	20.56	40.35	0.6	7.92	7.92	0.69	26.20	0.024	0.200
e - e	9.63	30.02	0.6	7.92	7.92	0.30	7.03	0.006	0.200
f - f	3.42	20.35	0.6	7.92	7.92	0.09	0.41	0.000	0.200
g - g	0.64	11.35	0.6	7.92	7.92	0.03	-	-	0.200 ∴ compressa

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

8.1.2 Fondazione per barriera acustica H=4.00 m

DATI DI PROGETTO:

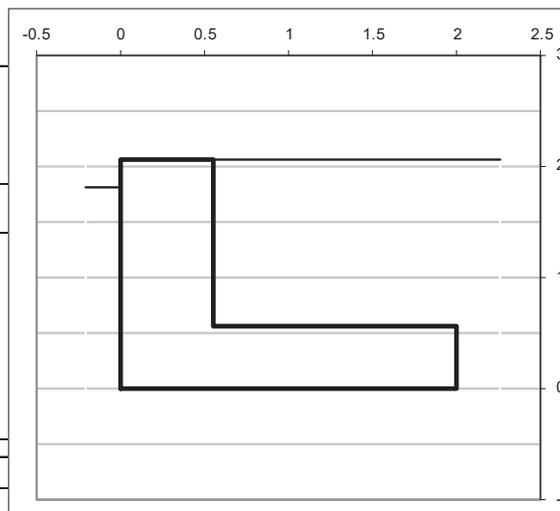
Geometria del Muro

Elevazione	H3	1.50	(m)
Aggetto Valle	B2	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	0.55	(m)
Aggetto monte	B4	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B	2.00	(m)
Spessore Fondazione	H2	0.55	(m)
Suola Lato Valle	B1	0.01	(m)
Suola Lato Monte	B5	1.45	(m)
Altezza dente	Hd	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc	1.00	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls}	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	----------------	-------	----------------------



Dati Geotecnici

		Valori caratteristici	Valori di progetto		
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	ϕ'	35.00	35.00	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	19.00	24.70	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ϵ	0.00	0.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	20.00	20.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	20.00	20.00	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	$c1'$	0.00	0.00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	ϕ_1'	35.00	35.00	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γ_l	18.00	18.00	(kN/m ³)
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	γ_d	18.00	18.00	(kN/m ³)
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	1.80		(m)
	Profondità Falda	Zw	5.00		(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	Hs	4.00		(m)
Modulo di deformazione	E	150000	150000	(kN/m ²)	
Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.25		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.00		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.2500		(-)
	coefficiente sismico verticale	kv	0.1250		(-)
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.25	0.25	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.40	0.40	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0.46	0.46	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3.69	3.69	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	3.24	3.24	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	3.10	3.10	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.25	0.25	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.40	0.40	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0.46	0.46	(-)

Carichi Agenti

		Valori caratteristici	Valori di progetto		
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	0.00	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	10.00	15.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	3.00	3.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	20.00	30.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	0.00	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	3.00	3.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	0.00	0.00	(kNm/m)

CONDIZIONE STATICA

Azioni orizzontali

Spinta terreno	11.95	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	15.00	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	48.13	(kN/m)
PP terreno a monte	41.18	(kN/m)
Spinta terreno	4.35	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	3.00	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	8.17	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	60.75	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	33.28	(kNm/m)
PP terreno a monte	52.61	(kNm/m)
Spinta terreno	8.70	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.84	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 96.66 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 26.95 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.70 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 2.51 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 95.42 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 68.92 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 1.38 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 96.66 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 26.95 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 70.15 (kNm/m)

eccentricità e = 0.73 (m)

larghezza equivalente B* = 0.55 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	33.30	(-)
Nc	46.12	(-)
Nγ	48.03	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.52	(-)
ic	0.51	(-)
iγ	0.38	(-)

qlim (carico limite unitario) = 650.00 (kN/m²)

F qlim*B*/ N 3.69 (-)

CONDIZIONE SISMICA +

Azioni orizzontali

Spinta terreno	21.98	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	12.03	(kN/m)
Inerzia terrapieno	10.30	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	48.13	(kN/m)
PP terreno a monte	41.18	(kN/m)
Spinta terreno	8.00	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	3.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	5.15	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	15.02	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	8.59	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	6.81	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	33.28	(kNm/m)
PP terreno a monte	52.61	(kNm/m)
Spinta terreno	16.00	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.84	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 105.45 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 44.30 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.70 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.67 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 102.72 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 30.42 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 3.38 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 105.45 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 44.30 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 33.15 (kNm/m)

eccentricità e = 0.31 (m)

larghezza equivalente B* = 1.37 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	33.30	(-)
Nc	46.12	(-)
Nγ	48.03	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.34	(-)
ic	0.32	(-)
iγ	0.19	(-)

qlim (carico limite unitario) = 478.32 (kN/m²)

F qlim*B*/ N 6.22 (-)

CONDIZIONE SISMICA -

Azioni orizzontali

Spinta terreno	19.75	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	12.03	(kN/m)
Inerzia terrapieno	10.30	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	48.13	(kN/m)
PP terreno a monte	41.18	(kN/m)
Spinta terreno	7.19	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	3.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-5.15	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	13.50	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	8.59	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	19.96	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	33.28	(kNm/m)
PP terreno a monte	52.61	(kNm/m)
Spinta terreno	14.38	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.84	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 94.35 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 42.08 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.70 (-)

F_s = (N*f + Sp) / T 1.57 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 101.10 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 42.05 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 2.40 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 94.35 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 42.08 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 35.30 (kNm/m)

eccentricità e = 0.37 (m)

larghezza equivalente B* = 1.25 (m)

Coefficienti di carico limite

N _q	33.30	(-)
N _c	46.12	(-)
N _γ	48.03	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

i _q	0.31	(-)
i _c	0.29	(-)
i _γ	0.17	(-)

q_{lim} (carico limite unitario) = 423.13 (kN/m²)

F q_{lim}*B* / N 5.61 (-)

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

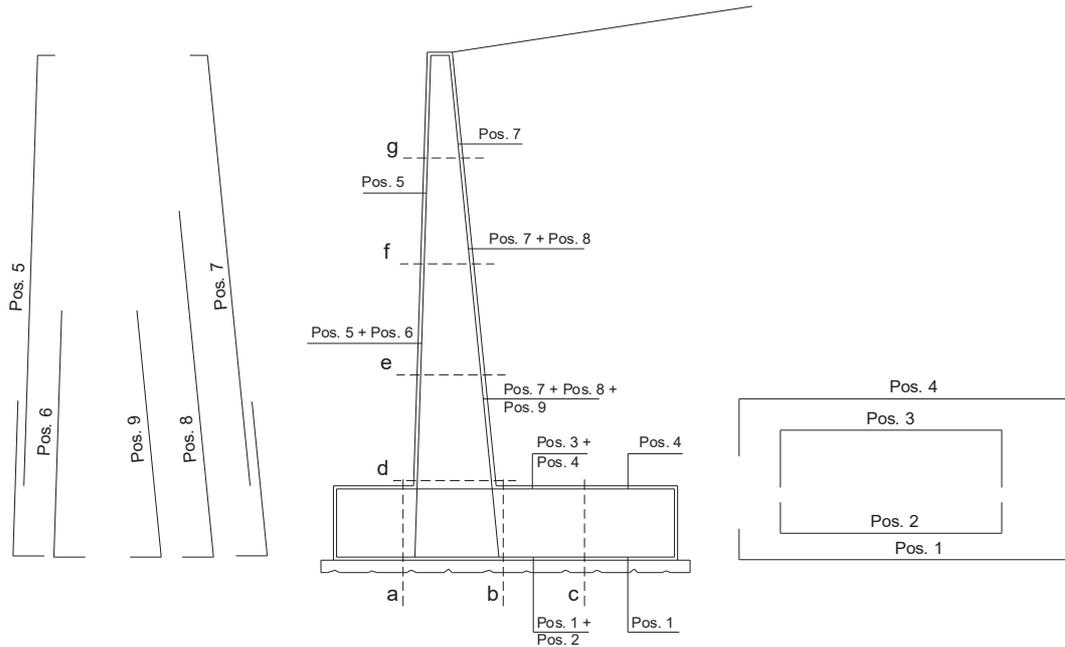
δ 0.50 (mm)

CALCOLI STATICI - Verifica allo Stato Limite Ultimo

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

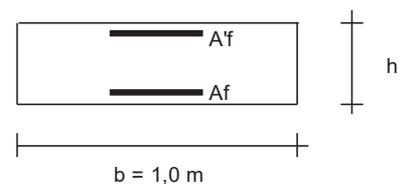
Calcestruzzo	Rck	35	(MPa)	Acciaio	Fe B 44 k		
	γ_c	=	1.8		f_{yk}		
					=	450 (MPa)	
					γ_E	=	1.00
					γ_s	=	1.15
	$f_{cd} = 0.83 \cdot Rck / \gamma_c$	=	16.05		$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E$	=	391.30 (MPa)
			(MPa)		E_s	=	210000 (MPa)
Copriferro	c	=	4.00 (cm)				

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	pos	n°/ml	ϕ
1	7.0	12	5	7.0	12
2	0.0	10	6	0.0	10
3	0.0	12	7	7.0	12
4	7.0	12	8	0.0	10
			9	0.0	10



VERIFICHE

Sez.	M	N	h	A _f	A _f '	M _u
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	0.00	0.00	0.55	7.92	7.92	151.69
b - b	-58.41	0.00	0.55	7.92	7.92	151.69
c - c	-16.79	0.00	0.55	7.92	7.92	151.69
d - d	55.70	25.95	0.55	7.92	7.92	157.80
e - e	48.22	19.78	0.55	7.92	7.92	156.35
f - f	41.65	13.89	0.55	7.92	7.92	154.96
g - g	35.67	8.30	0.55	7.92	7.92	153.65

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

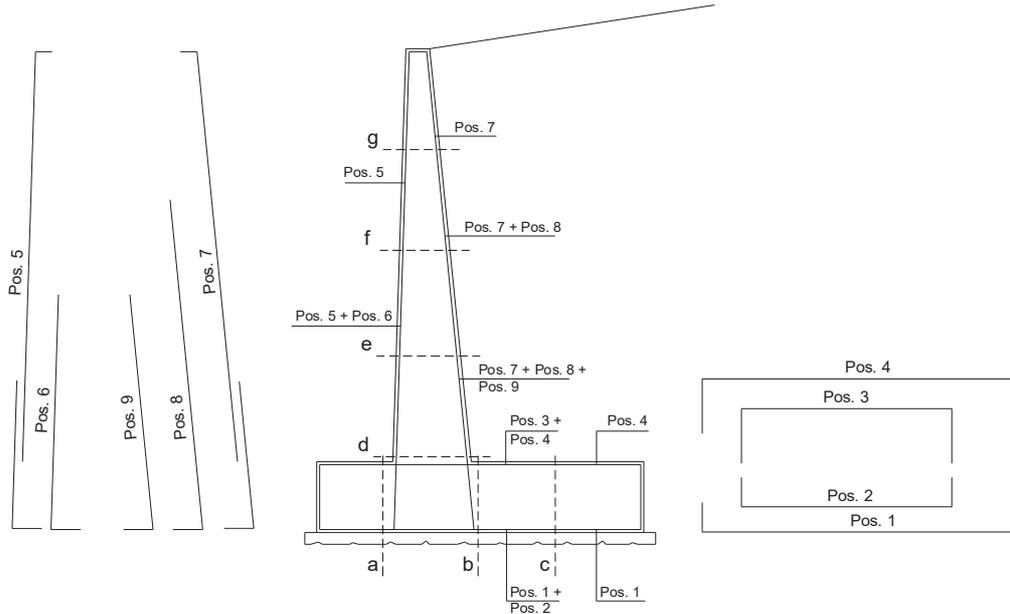
CALCOLI STATICI - VERIFICHE A FESSURAZIONE

DATI DI PROGETTO:

Caratteristiche dei Materiali

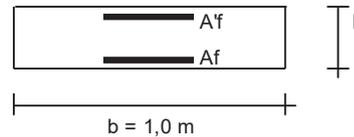
Calcestruzzo	Rck =	35	(MPa)	Acciaio	Fe B 44 k
fctm = 0.27*Rck ^{2/3} =	2.89	(MPa)		fyk =	450 (MPa)
coefficiente omogeneizzazione acciaio	n =	15		Es	210000 (MPa)
Copriferro	(distanza asse armatura-bordo)			4.00	(cm)
Copriferro minimo di normativa	(ricoprimento armatura)			3.00	(cm)
Valore limite di apertura delle fessure				0.2	mm

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	pos	n°/ml	φ
1	7.0	12	5	7.0	12
2	0.0	10	6	0.0	10
3	0.0	10	7	7.0	12
4	7.0	12	8	0.0	10
			9	0.0	10



Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	wamm
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0.00	0.00	0.55	7.92	7.92	0.00	0.00	0.000	0.200
b - b	-37.80	0.00	0.55	7.92	7.92	1.49	99.92	0.092	0.200
c - c	-13.35	0.00	0.55	7.92	7.92	0.52	35.29	0.033	0.200
d - d	37.46	25.42	0.55	7.92	7.92	1.50	83.73	0.077	0.200
e - e	32.29	19.48	0.55	7.92	7.92	1.29	73.61	0.068	0.200
f - f	27.81	13.76	0.55	7.92	7.92	1.11	65.19	0.060	0.200
g - g	23.79	8.27	0.55	7.92	7.92	0.94	57.87	0.054	0.200

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	wamm
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0.00	0.00	0.55	7.92	7.92	0.00	0.00	0.000	0.200
b - b	-30.02	0.00	0.55	7.92	7.92	1.18	79.36	0.073	0.200
c - c	-12.70	0.00	0.55	7.92	7.92	0.50	33.57	0.031	0.200
d - d	10.66	29.50	0.55	7.92	7.92	0.40	11.70	0.010	0.200
e - e	5.04	22.26	0.55	7.92	7.92	0.17	2.38	0.002	0.200
f - f	1.82	15.43	0.55	7.92	7.92	0.06	0.04	0.000	0.200
g - g	0.35	9.01	0.55	7.92	7.92	0.02	-	-	0.200 ∴ compressa

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

8.1.3 Fondazione per barriera integrata H=5.00 m

DATI DI PROGETTO:

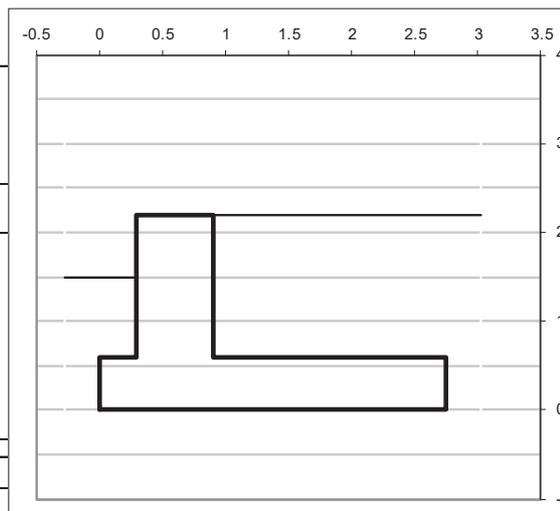
Geometria del Muro

Elevazione	H3	1.60	(m)
Aggetto Valle	B2	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	0.60	(m)
Aggetto monte	B4	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B	2.75	(m)
Spessore Fondazione	H2	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1	0.30	(m)
Suola Lato Monte	B5	1.85	(m)
Altezza dente	Hd	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc	1.38	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls}	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	----------------	-------	----------------------



Dati Geotecnici

		Valori caratteristici	Valori di progetto		
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	ϕ'	35.00	35.00	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	19.00	24.70	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ϵ	0.00	0.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	20.00	20.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	20.00	20.00	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	$c1'$	0.00	0.00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	ϕ_1'	35.00	35.00	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γ_l	18.00	18.00	(kN/m ³)
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	γ_d	18.00	18.00	(kN/m ³)
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	1.50		(m)
	Profondità Falda	Zw	5.00		(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	Hs	4.00		(m)
Dati Sismici	Modulo di deformazione	E	150000	150000	(kN/m ²)
	Accelerazione sismica	a_g/g	0.25		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.00		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.2500		(-)
Coefficienti di Spinta	coefficiente sismico verticale	kv	0.1250		(-)
	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.25	0.25	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.40	0.40	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0.46	0.46	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3.69	3.69	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	3.24	3.24	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	3.10	3.10	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.25	0.25	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.40	0.40	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0.46	0.46	(-)

Carichi Agenti

		Valori caratteristici	Valori di progetto		
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	0.00	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	25.00	37.50	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	5.00	5.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	25.00	37.50	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	0.00	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	3.00	3.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	0.00	0.00	(kNm/m)

CONDIZIONE STATICA

Azioni orizzontali

Spinta terreno	13.76	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	37.50	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	65.25	(kN/m)
PP terreno a monte	56.24	(kN/m)
Spinta terreno	5.01	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	5.00	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	10.09	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	120.00	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	71.12	(kNm/m)
PP terreno a monte	102.64	(kNm/m)
Spinta terreno	13.78	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	3.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 131.50 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 51.26 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.70 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.80 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 190.53 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 130.09 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 1.46 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 131.50 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 51.26 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 120.37 (kNm/m)

eccentricità e = 0.92 (m)

larghezza equivalente B* = 0.92 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	33.30	(-)
Nc	46.12	(-)
N _γ	48.03	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.37	(-)
ic	0.35	(-)
i _γ	0.23	(-)

qlim (carico limite unitario) = 424.96 (kN/m²)

F qlim*B*/ N 2.97 (-)

CONDIZIONE SISMICA +

Azioni orizzontali

Spinta terreno	25.31	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	16.31	(kN/m)
Inerzia terrapieno	14.06	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	65.25	(kN/m)
PP terreno a monte	56.24	(kN/m)
Spinta terreno	9.21	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	3.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	7.03	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	18.56	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	11.49	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	6.85	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	71.12	(kNm/m)
PP terreno a monte	102.64	(kNm/m)
Spinta terreno	25.33	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	1.80	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 140.73 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 55.68 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.70 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.77 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 200.89 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 36.91 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 5.44 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 140.73 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 55.68 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 29.53 (kNm/m)

eccentricità e = 0.21 (m)

larghezza equivalente B* = 2.33 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	33.30	(-)
Nc	46.12	(-)
N _γ	48.03	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.37	(-)
ic	0.35	(-)
i _γ	0.22	(-)

qlim (carico limite unitario) = 550.65 (kN/m²)

F qlim*B* / N 9.12 (-)

CONDIZIONE SISMICA -

Azioni orizzontali

Spinta terreno	22.75	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	16.31	(kN/m)
Inerzia terrapieno	14.06	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	65.25	(kN/m)
PP terreno a monte	56.24	(kN/m)
Spinta terreno	8.28	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	3.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-7.03	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	16.68	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	11.49	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	32.51	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	71.12	(kNm/m)
PP terreno a monte	102.64	(kNm/m)
Spinta terreno	22.77	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	1.80	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 125.74 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 53.12 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.70 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.66 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 198.32 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 60.69 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 3.27 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 125.74 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 53.12 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 35.26 (kNm/m)

eccentricità e = 0.28 (m)

larghezza equivalente B* = 2.19 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	33.30	(-)
Nc	46.12	(-)
N _γ	48.03	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.33	(-)
ic	0.31	(-)
i _γ	0.19	(-)

qlim (carico limite unitario) = 482.16 (kN/m²)

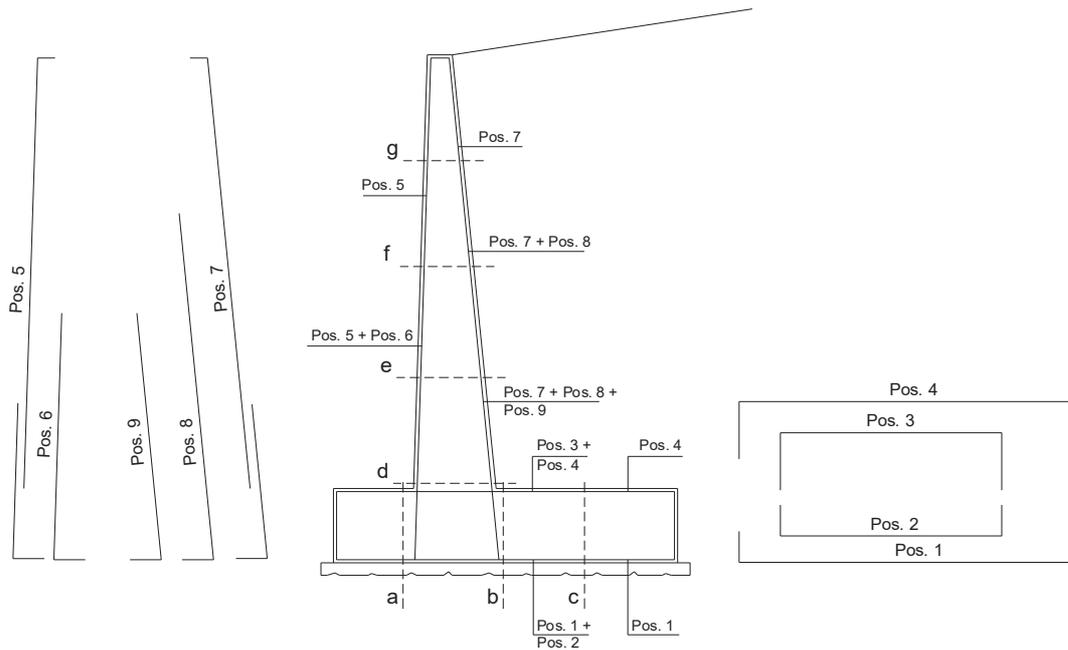
F qlim*B* / N 8.39 (-)

CALCOLI STATICI - Verifica allo Stato Limite Ultimo

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

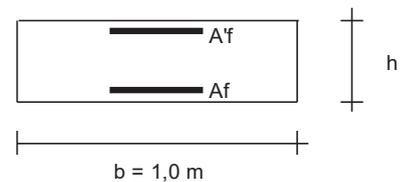
Calcestruzzo	Rck	35	(MPa)	Acciaio	Fe B 44 k
	γ_c	=	1.8		f_{yk}
					= 450 (MPa)
	$f_{cd} = 0.83 \cdot Rck / \gamma_c$	=	16.05		γ_E
			(MPa)		= 1.00
					γ_s
					= 1.15
					$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E$
					= 391.30 (MPa)
	Copriferro				E_s
	c	=	4.00		= 210000 (MPa)

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	pos	n°/ml	ϕ
1	7.0	12	5	7.0	12
2	0.0	10	6	0.0	10
3	0.0	12	7	7.0	12
4	7.0	12	8	0.0	10
			9	0.0	10



VERIFICHE

Sez.	M	N	h	Af	Af'	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	7.29	0.00	0.60	7.92	7.92	166.90
b - b	-100.03	0.00	0.60	7.92	7.92	166.90
c - c	-27.96	0.00	0.60	7.92	7.92	166.90
d - d	101.38	31.65	0.60	7.92	7.92	175.13
e - e	84.14	24.49	0.60	7.92	7.92	173.27
f - f	67.99	17.66	0.60	7.92	7.92	171.50
g - g	52.56	11.17	0.60	7.92	7.92	169.81

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

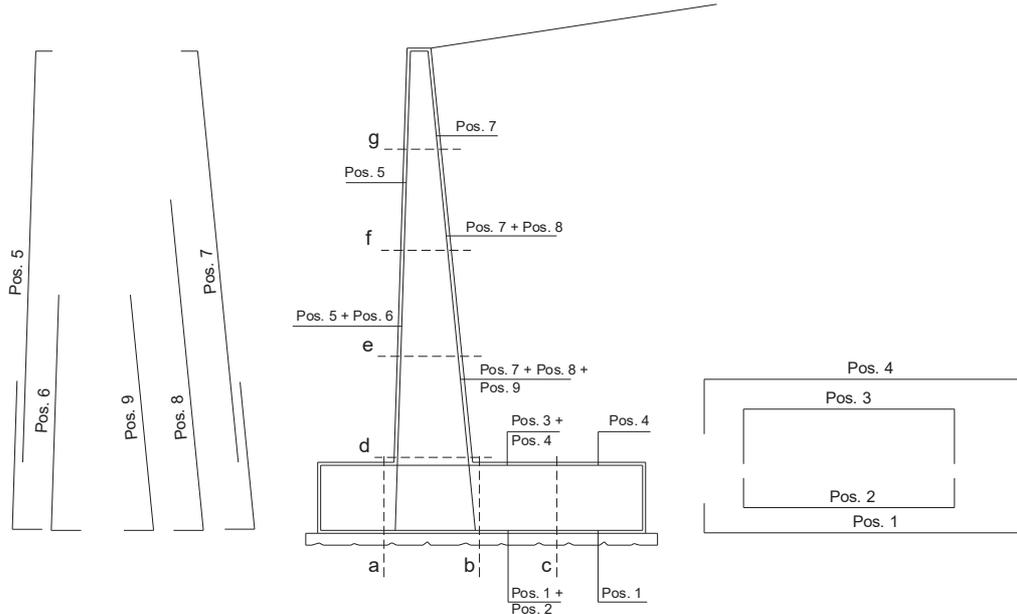
CALCOLI STATICI - VERIFICHE A FESSURAZIONE

DATI DI PROGETTO:

Caratteristiche dei Materiali

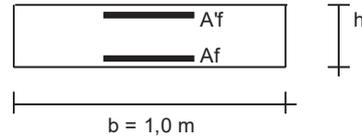
Calcestruzzo	Rck =	35	(MPa)	Acciaio	Fe B 44 k
fctm = 0.27*Rck ^{2/3} =	2.89	(MPa)		fyk =	450 (MPa)
coefficiente omogeneizzazione acciaio	n =	15		Es	210000 (MPa)
Copriferro	(distanza asse armatura-bordo)			4.00	(cm)
Copriferro minimo di normativa	(ricoprimento armatura)			3.00	(cm)
Valore limite di apertura delle fessure		0.2	mm		

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	pos	n°/ml	φ
1	7.0	12	5	7.0	12
2	0.0	10	6	0.0	10
3	0.0	10	7	7.0	12
4	7.0	12	8	0.0	10
			9	0.0	10



Condizione Statica

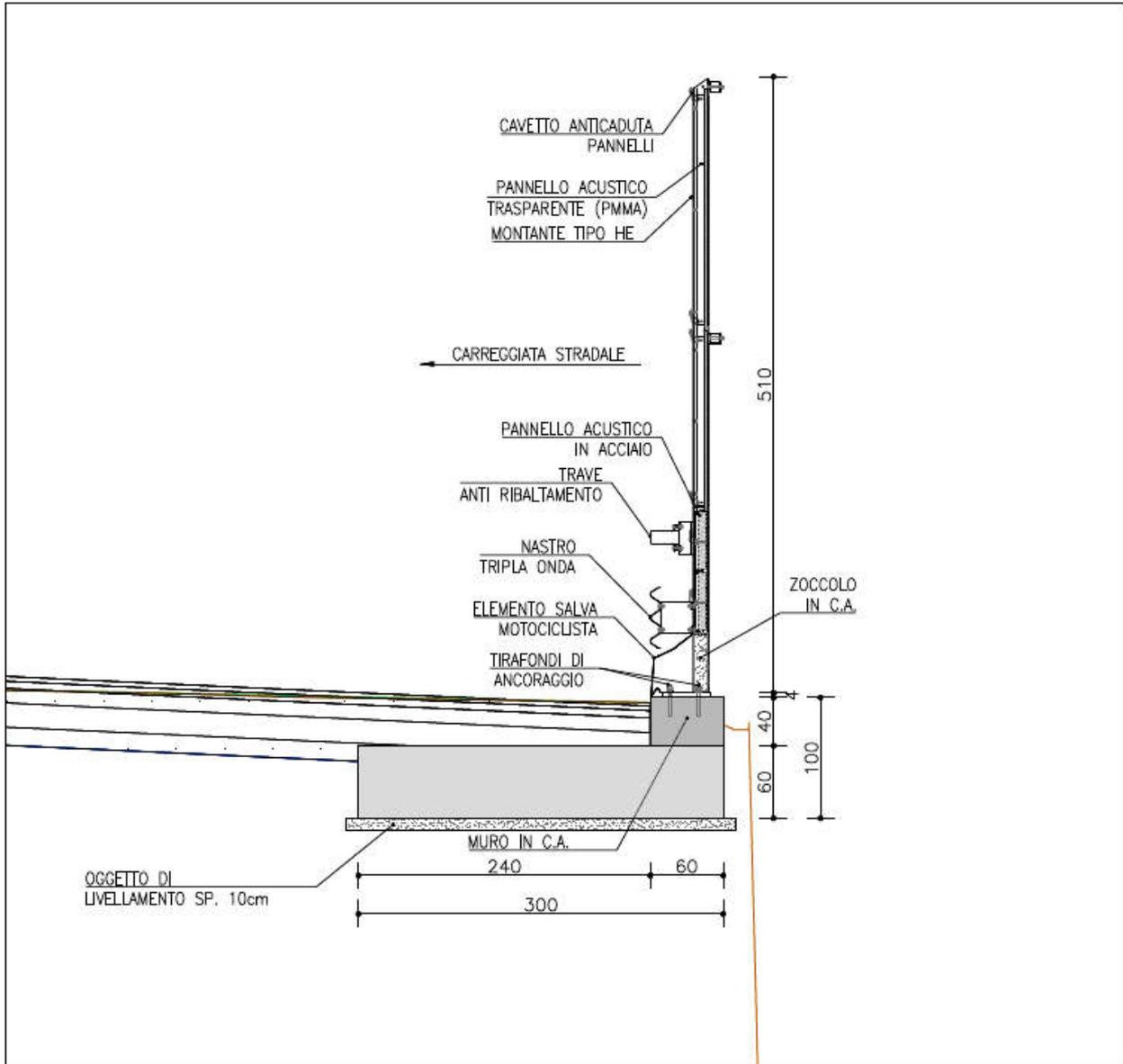
Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	wamm
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	4.22	0.00	0.6	7.92	7.92	0.14	10.12	0.009	0.200
b - b	-62.51	0.00	0.6	7.92	7.92	2.12	149.98	0.139	0.200
c - c	-22.14	0.00	0.6	7.92	7.92	0.75	53.13	0.049	0.200
d - d	67.99	31.04	0.6	7.92	7.92	2.34	144.43	0.134	0.200
e - e	56.26	24.15	0.6	7.92	7.92	1.93	120.43	0.111	0.200
f - f	45.37	17.51	0.6	7.92	7.92	1.56	98.30	0.091	0.200
g - g	35.05	11.13	0.6	7.92	7.92	1.20	77.37	0.072	0.200

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	wamm
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	2.56	0.00	0.6	7.92	7.92	0.09	6.15	0.006	0.200
b - b	-35.35	0.00	0.6	7.92	7.92	1.20	84.82	0.079	0.200
c - c	-14.26	0.00	0.6	7.92	7.92	0.48	34.21	0.032	0.200
d - d	13.04	33.75	0.6	7.92	7.92	0.42	12.55	0.011	0.200
e - e	6.18	25.36	0.6	7.92	7.92	0.18	2.48	0.002	0.200
f - f	2.23	17.44	0.6	7.92	7.92	0.06	0.04	0.000	0.200
g - g	0.43	9.98	0.6	7.92	7.92	0.02	-	-	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

8.1.4 Fondazione per barriera integrata H=5.00 m



Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c^*Nc^* sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*Nq^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5^*\gamma^*B^*N\gamma^*s\gamma^*d\gamma^*i\gamma^*b\gamma^*g\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

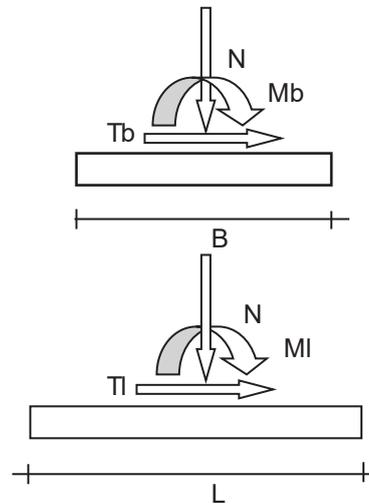
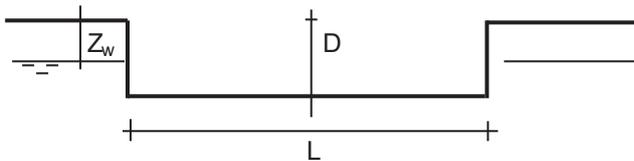
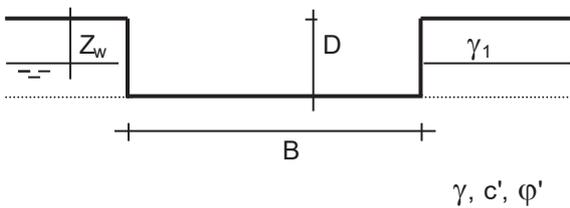
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2^*e_B$)

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

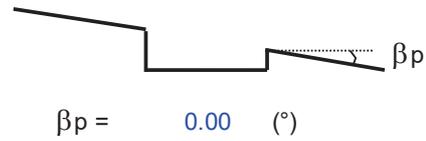
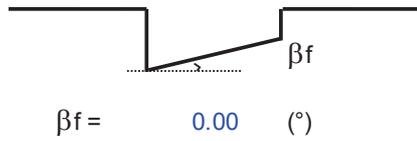
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.25	1.25
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	●	1.00	1.50	1.00	1.00



B = 3.00 (m)
 L = 5.00 (m)
 D = 0.00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	255.00	0.00	255.00
Mb [kNm]	0.00	200.00	300.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	100.00	150.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	100.00	150.00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 62.50$ (kN/mq)
 $\varphi' = 35.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 62.50$ (kN/mq)
 $\varphi' = 35.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 10.00$ (m)

$e_B = 1.18$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 0.65$ (m)
 $L^* = 5.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 0.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 33.30$

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

$N_c = 46.12$

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

$N_\gamma = 48.03$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.09$$

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

$$s_q = 1.09$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0.95$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.89 \quad \theta = \arctg(T_b / T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.11 \quad m = 1.89 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastroforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

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

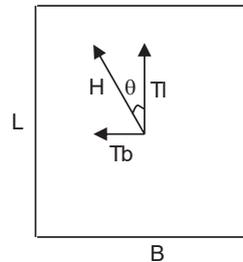
$$i_q = 0.54$$

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

$$i_c = 0.53$$

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

$$i_\gamma = 0.39$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per D/B* ≤ 1; d_q = 1 + 2 D tan φ' (1 - sen φ')² / B*

per D/B* > 1; d_q = 1 + (2 tan φ' (1 - sen φ')²) * arctan (D / B*)

$$d_q = 1.00$$

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

$$d_c = 1.00$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1786.82 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 78.82 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 22.67$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 150.00 \quad (\text{kN})$$

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

$$S_d = 380.76 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 2.54$$