

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA

RADDOPPIO TRATTA FIUME TORTO – LERCARA DIRAMAZIONE LOTTO 1 + 2

LINEA

OPERA PROVVISORIALE - FASE 1

Muro - Relazione di calcolo

SCALA:

-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
RS3Z	00	D	26	CL	CS0000	002	B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	C. INTEGRA	Gennaio 2020	M.SALLEOLINI 	Gennaio 2020	A. BARRECA 	Gennaio 2020	F. ACCIARI Maggio 2020 ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD (Dott. Ing. Francesco Acciari) Ordine degli Ingegneri della Provincia di Palermo n. 20172/2018
B	1° AGG. A CONSEGNA GSLPP	C. INTEGRA	Maggio 2020	M.SALLEOLINI 	Maggio 2020	A. BARRECA 	Maggio 2020	

File: RS3Z00D26CLCS0000002B	n. Elab.:
-----------------------------	-----------

INDICE

1. PREMESSA	1
2. DESCRIZIONE GENERALE.....	2
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	5
5. PARAMETRI GEOTECNICI DEL SITO.....	6
6. CRITERI DI VERIFICA.....	7
6.1 Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi.....	7
6.2 Verifiche agli stati limite di esercizio.....	7
7. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA.....	10
8. ANALISI DEI CARICHI.....	11
9. VERIFICHE GEOTECNICHE	13
9.1 Condizione statica.....	14
10. VERIFICHE STRUTTURALI.....	16
10.1 Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi.....	16
10.2 Verifiche a fessurazione	20



PROGETTO DEFINITIVO
DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO - LERCARA
DIRAMAZIONE - LOTTO 1+2

Opera Provisionale Fase 1
Muro - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLCS0000002	B	1 di 23

1. PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi alla progettazione definitiva del collegamento Palermo-Catania, raddoppio tratta Fiumetorto-Lercara Diramazione, appartenente alla Direttrice ferroviaria Messina-Catania-Palermo.

Nella presente relazione è riportato il calcolo strutturale del muro tra la progressiva 28+518 e 28+873 di lunghezza pari a 355.9 m.

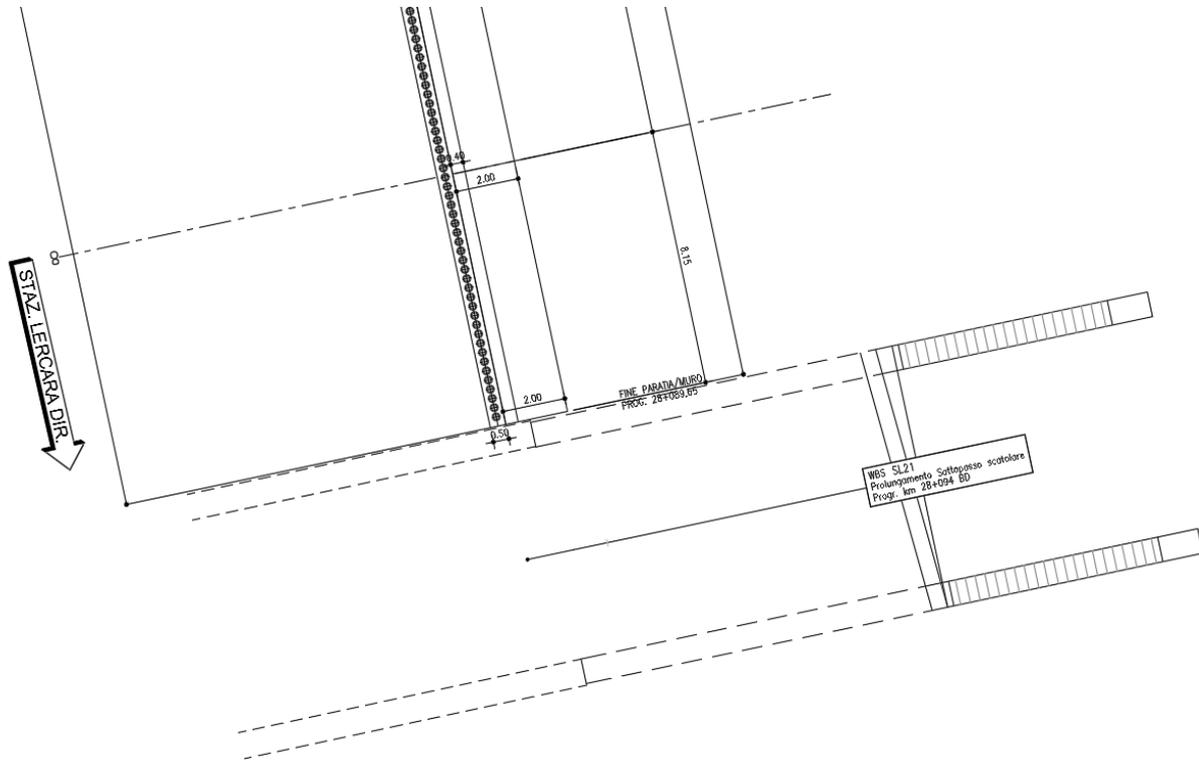


Figura 2.1 – Planimetria di progetto

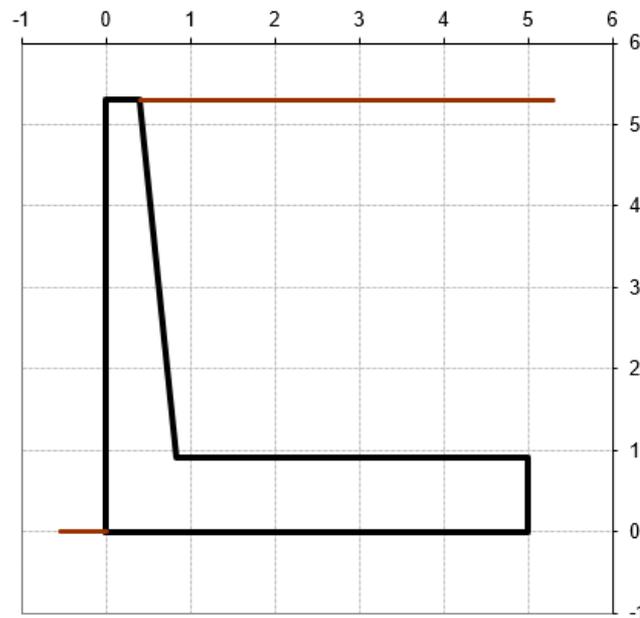


Figura 2.2 – Sezione tipologica

3. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali sono stati condotti nel rispetto delle seguenti normative:

- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP.: Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- Circolare 15 ottobre 1996, n.252 AA.GG./S.T.C.: Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996;
- RFI DTC SI MA IFS 001 B: “Manuale di progettazione delle opere civili” del 22/12/2017.
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 B: Sezione 2 – Ponti e Strutture

Riferimenti STI:

- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019.

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO

Classe di resistenza calcestruzzo

C32/40

Caratteristiche del calcestruzzo

resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	40 [MPa]
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	33.2 [MPa]
resistenza cilindrica media	f_{cm}	41.2 [MPa]
resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	3.1 [MPa]
resistenza caratteristica a trazione (fratt. 5%)	f_{ctk}	2.2 [MPa]
modulo elastico istantaneo	E_{cm}	33,643 [MPa]

Resistenze di calcolo

COEFFICIENTI

resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.8 [MPa]	$\gamma_c =$	1.5
resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.4 [MPa]	$\alpha_{cc} =$	0.85
coefficiente di espansione termica lineare	α	1.00E-05 [°C ⁻¹]		

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Tipo di acciaio

B450C

Caratteristiche del calcestruzzo

tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450 [MPa]
tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540 [MPa]

Resistenze di calcolo

COEFFICIENTI

resistenza di progetto	f_{yd}	391.3 [MPa]	$\gamma_s =$	1.15
modulo elastico	E_s	200000 [MPa]		

Per il calcestruzzo armato si assume

 γ_{cl} **25** kN/m³

5. PARAMETRI GEOTECNICI DEL SITO

L'opera in esame ricade nella Zona 2 di cui alla relazione geotecnica RS3Z00D26GEOC0000001.

Si riportano di seguito i parametri geotecnici utilizzati nei calcoli eseguiti.

ZONA	SONDAGGIO DI RIFERIMENTO	PROFONDITA'	UNITA' TERRENO	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ [°]			Cu [kPa]			c [kPa]		Vs [m/s]			Vs,eq [m/s]	Categoria di sottosuolo	G ₀ [MPa]			Ei/Eu [MPa]	
					max	min	di prog.	max	min	di prog.	di prog.	max	min	di prog.	max			min	di prog.	di prog.	di prog.	
					2	2SNV02 2SNV03	da 0 a 6m	C sup	21	35	24	30	350	7	80			27	489	129	324	460
da 6 a 12m	C sup	21	35	24			30	350	7	150	27	489	129	324	460	B	488	34	100	120	87	
da 12 a 18m	C sup	21	35	24			30	350	7	280	27	489	129	324	460	B	488	34	180	224	156	
da 18 a 24m	Sa,2	21	35	21			31	0	0	0	0	385	226	338	460	B	302	104	200	173	173	
		da 24 in poi	C inf	22	35	24	25	350	7	280	30	489	129	324	460	B	488	34	220	224	191	

Per ulteriori informazioni riguardo la geologia e la geotecnica di sito, consultare gli elaborati RS3Z00D26F7OC0000001 e RS3Z00D26F7OC0000002.

6. CRITERI DI VERIFICA

6.1 Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi

Si è verificato che il valore di progetto degli effetti delle azioni, ovvero delle sollecitazioni flettenti M_d sia minore dei corrispondenti momenti resistenti M_r delle sezioni di progetto.

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato nel D.M. 17 gennaio 2018.

Per quanto riguarda le verifiche a taglio ultimo, si è fatto riferimento al paragrafo 4.1.2.3.5 "Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglienti" del D.M. 17 gennaio 2018.

6.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2}$$

- stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente:

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

Nel caso in esame si considera l'opera sottoposta a condizioni aggressive.

Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella tabella sottostante sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

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	$\leq w_1$

Come da manuale RFI DTC SI PS MA IFS 001 B (2.5.1.8.3.2.4) si assume in questo caso per la verifica a fessurazione la combinazione Rara e come limite massimo di apertura delle fessure $w_1=0.2$ mm, (per strutture a permanente contatto con il terreno).

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 secondo quanto riportato nella Tabella sopra riportata.

Il valore caratteristico di calcolo è data da:

$$w_d = 1,70 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

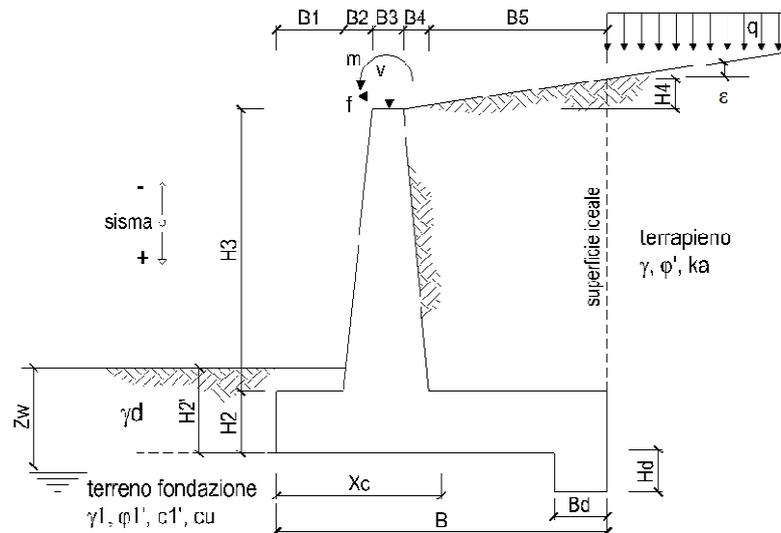
$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. ε_{sm} può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:

$$\varepsilon_{sm} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con σ_s tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed E_s è il modulo elastico dell'acciaio.

7. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA



DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4.40	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.44	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	5.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.90	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	4.16	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.50	(m)

8. ANALISI DEI CARICHI

				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici							
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	38.00	38.00	32.01	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00	20.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	19.00	19.00	16.00	
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	27.00	27.00	21.60	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	30.00	30.00	24.79	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1'$	20.00	20.00	20.00	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma d'$	20.00	20.00	20.00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	10.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	87000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_m	0.38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0000	(-)
Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	

		SLE	STR/GEO	EQU
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.217	0.278
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.217	0.278
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.217	0.278
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.000	2.444
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.000	2.444
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.000	2.444

		valori caratteristici		valori di progetto	
		SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	34.69	38.15
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	40.00	60.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione condizione frequente Y1		0.75	condizione quasi permanente Y2	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	40.00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00	
Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		

Le verifiche sismiche sono omesse in quanto l'opera è a carattere provvisoria e si ipotizza una durata dei lavori inferiore ai 2 anni (vedi par. 2.4.1 delle NTC-18).

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

Approccio 2	A1+M1+R3 EQU+M2
--------------------	----------------------------

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE
Permanenti	favorevole	γ_G	0.90	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE
angolo d'attrito	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1.00	1.25	1.00
coesione	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00
peso unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE
Capacità portante fondazione	γ_R	1.00	1.00	1.40	2.00
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50

9. VERIFICHE GEOTECNICHE

FORZE VERTICALI

			SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)					
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot g_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot g_{cls})$	(kN/m)	44.00	44.00	39.60
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot g_{cls}) / 2$	(kN/m)	24.20	24.20	21.78
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot g_{cls})$	(kN/m)	112.50	112.50	101.25
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot g_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	180.70	180.70	162.63
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)					
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot g')$	(kN/m)	366.08	366.08	329.47
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot g')$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot g') / 2$	(kN/m)	19.36	19.36	17.42
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	385.44	385.44	346.90
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	184	276	
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	184		

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

			SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	8.80	8.80	7.92
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	13.23	13.23	11.91
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	281.25	281.25	253.13
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	303.28	303.28	272.95
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro					
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	1068.95	1068.95	962.06
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	13.42	13.42	12.08
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	1082.38	1082.38	974.14
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	496.8	745.2	
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	496.8		

9.1 Condizione statica

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 61.00	79.31	85.92
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 39.92	51.90	56.23
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 46.04	69.06	88.43

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 57.68	74.98	82.59
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 37.75	49.07	54.05
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 43.53	65.30	85.00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 19.86	25.82	23.69
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 13.00	16.90	15.50
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 14.99	22.48	24.38

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_d^2) \cdot H_d$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
------	---	-------------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 101.90	132.47	145.91
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 99.30	129.10	118.44
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 100.03	130.04	143.24
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 115.36	173.04	225.25
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 64.99	84.49	77.51
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 74.95	112.42	121.90
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_d^2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	631.34	(kN/m)	
-----	--	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	189.36	(kN/m)	
-----	-----------------	--------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0.58	(-)	
-----	----------------	------	-----	--

Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$	1.92	>	1.1
------------------	--	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	1247.09	(kNm/m)	
------	-------------------------	---------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	196.56	(kNm/m)	
------	--	--------	---------	--

Fs ribaltamento	Ms / Mr	6.34	>	1
------------------------	----------------	-------------	-------------	----------

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr acc)$	631.34	907.34	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{th} + Sq_h + f - Sp$	189.36	189.36	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \Sigma M$	1276.10	2021.30	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c \cdot N - MM$	302.25	247.05	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0.5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	27.00	(kPa)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	30.00	(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	16.00	(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d H^2$	sovraccarico stabilizzante	0.00	(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.48	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.04	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) e^{(\pi \tan \phi)}$	(1 in cond. nd)	18.40	(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi$	(2+ π in cond. nd)	30.14	(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$	(0 in cond. nd)	22.40	(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

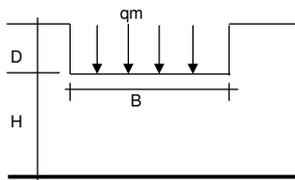
$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.59	0.69	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.57	0.57	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi))^{m+1}$		0.46	0.46	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	792.08	798.95	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	5.07	>	1.4
		Nmax	3.92	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	610.24	(kN/m)
M	207.90	(kNm/m)
$e = M/N$	0.34	(m)
B^*	4.32	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione	D =	0.00	(m)
	D/B*	0.00	(m)
	Hs/B*	2.32	(m)

Carico unitario medio (qm)	$q_m = N / (B - 2e) = N / B^*$	146.19	(kN/mq)
----------------------------	--------------------------------	--------	---------

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$	$\mu_0 =$	0.965	(-)
--	-----------	-------	-----

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$	$\mu_1 =$	0.73	(-)
---	-----------	------	-----

Cedimento della fondazione	$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E =$	5.10	(mm)
----------------------------	--	------	------

10. VERIFICHE STRUTTURALI

10.1 Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

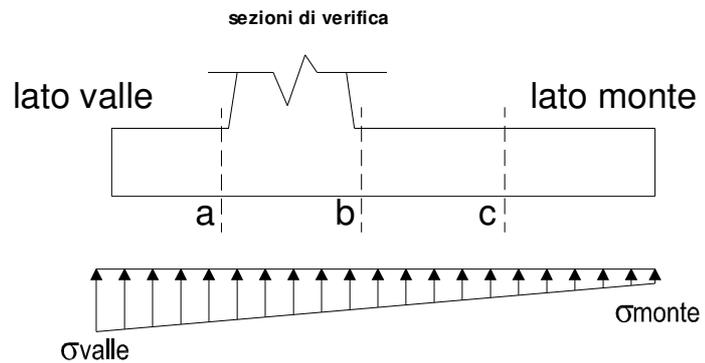
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 5.00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 4.17 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	631.34	302.25	198.81	53.73
	907.34	247.05	240.76	122.18
sisma+	613.99	227.37	177.37	68.23
	797.99	190.57	205.33	113.86
sisma-	613.99	227.37	177.37	68.23
	797.99	190.57	205.33	113.86



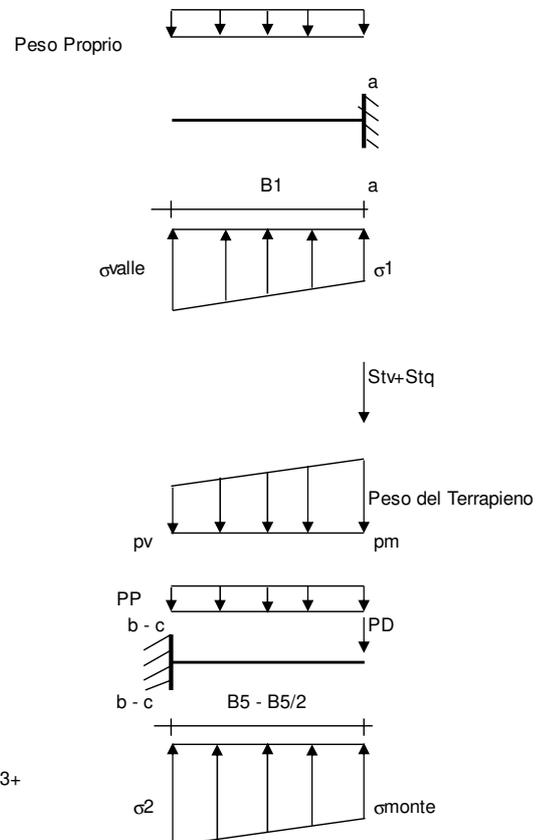
Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 22.50 \quad (kN/m)$$

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	198.81	198.81	0.00	0.00
	240.76	240.76	0.00	0.00
sisma+	177.37	177.37	0.00	0.00
	205.33	205.33	0.00	0.00
sisma-	177.37	177.37	0.00	0.00
	205.33	205.33	0.00	0.00



Mensola Lato Monte

$$PP = 22.50 \quad (kN/m^2)$$

peso proprio soletta fondazione

$$PD = 0.00 \quad (kN/m)$$

peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
p _m	88.00	148.00	128.00	(kN/m ²)
p _{vb}	88.00	148.00	128.00	(kN/m ²)
p _{vc}	88.00	148.00	128.00	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B5 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	53.73	174.43	-414.32	-50.30	114.08	-214.91	-120.52
	122.18	220.84	-404.80	-61.01	171.51	-204.58	-114.41

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

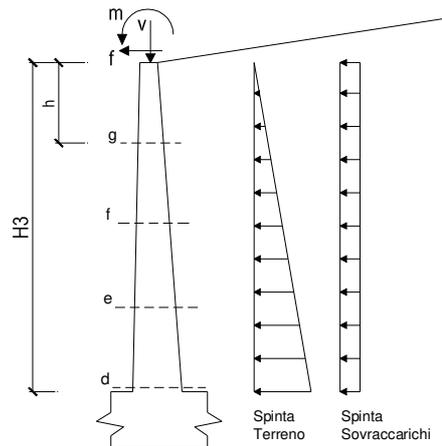
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz.}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \sum P m_i \cdot kh$$


condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.40	75.80	208.89	0.00	284.69	0.00	68.20	68.20
e-e	3.30	31.98	117.50	0.00	149.48	0.00	46.61	46.61
f-f	2.20	9.47	52.22	0.00	61.70	0.00	28.05	28.05
g-g	1.10	1.18	13.06	0.00	14.24	0.00	12.51	12.51

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.40	51.68	94.95	0.00	146.63
e-e	3.30	29.07	71.21	0.00	100.28
f-f	2.20	12.92	47.48	0.00	60.40
g-g	1.10	3.23	23.74	0.00	26.97

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.40	58.31	0.00	148.45	0.00	0.00	206.76	0.00	68.20	68.20
e-e	3.30	24.60	0.00	83.50	0.00	0.00	108.10	0.00	46.61	46.61
f-f	2.20	7.29	0.00	37.11	0.00	0.00	44.40	0.00	28.05	28.05
g-g	1.10	0.91	0.00	9.28	0.00	0.00	10.19	0.00	12.51	12.51

Opera Provvisoria Fase 1
Muro - Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	CLCS0000002	B	18 di 23

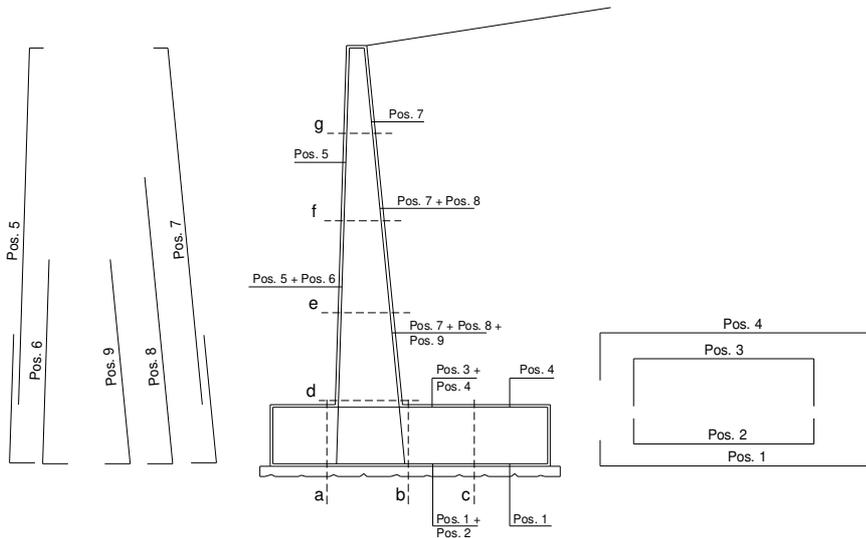
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.40	39.75	0.00	67.48	0.00	0.00	107.23
e-e	3.30	22.36	0.00	50.61	0.00	0.00	72.97
f-f	2.20	9.94	0.00	33.74	0.00	0.00	43.68
g-g	1.10	2.48	0.00	16.87	0.00	0.00	19.35

condizione sismica -

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.40	58.31	0.00	148.45	0.00	0.00	206.76	0.00	68.20	68.20
e-e	3.30	24.60	0.00	83.50	0.00	0.00	108.10	0.00	46.61	46.61
f-f	2.20	7.29	0.00	37.11	0.00	0.00	44.40	0.00	28.05	28.05
g-g	1.10	0.91	0.00	9.28	0.00	0.00	10.19	0.00	12.51	12.51

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.40	39.75	0.00	67.48	0.00	0.00	107.23
e-e	3.30	22.36	0.00	50.61	0.00	0.00	72.97
f-f	2.20	9.94	0.00	33.74	0.00	0.00	43.68
g-g	1.10	2.48	0.00	16.87	0.00	0.00	19.35

SCHEMA DELLE ARMATURE

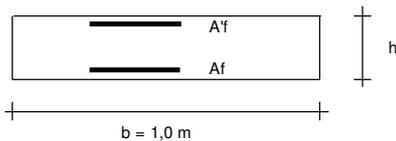


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20	☐	5	5.0	16	☐
2			☐	6			☐
3			☐	7	5.0	16	☐
4	5.0	20		8			☐
				9			☐

Calcola

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	Af'	Mu	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	
a - a	0.00	0.00	0.90	15.71	15.71	509.92	sezione verificata
b - b	-414.32	0.00	0.90	15.71	15.71	509.92	sezione verificata
c - c	-214.91	0.00	0.90	15.71	15.71	509.92	sezione verificata
d - d	284.69	68.20	0.84	10.05	10.05	333.81	sezione verificata
e - e	149.48	46.61	0.73	10.05	10.05	279.87	sezione verificata
f - f	61.70	28.05	0.62	10.05	10.05	229.11	sezione verificata
g - g	14.24	12.51	0.51	10.05	10.05	181.02	sezione verificata

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{Rd}	σ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	0.00	0.90	304.57	8	20	20	21.8	940.43	Armatura a taglio non necessaria
b - b	61.01	0.90	304.57	8	20	20	21.8	940.43	Armatura a taglio non necessaria
c - c	120.52	0.90	304.57	8	20	20	21.8	940.43	Armatura a taglio non necessaria
d - d	146.63	0.84	297.88	8	20	20	21.8	874.05	Armatura a taglio non necessaria
e - e	100.28	0.73	264.39	8	20	20	21.8	752.34	Armatura a taglio non necessaria
f - f	60.40	0.62	230.63	8	20	20	21.8	630.64	Armatura a taglio non necessaria
g - g	26.97	0.51	196.37	8	20	20	21.8	508.94	Armatura a taglio non necessaria

10.2 Verifiche a fessurazione

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

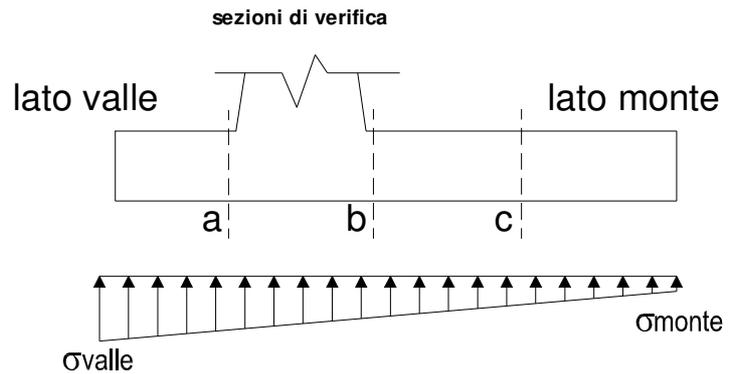
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 5.00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 4.17 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	610.24	207.90	171.94	72.15
	748.24	180.30	192.92	106.38
Q.P.	599.00	149.48	155.68	83.92
	599.00	149.48	155.68	83.92

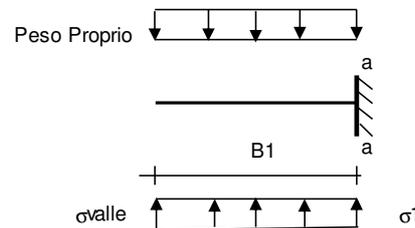


Mensola Lato Valle

$$PP = 22.50 \quad (kN/m)$$

$$Ma = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	171.94	171.94	0.00
	192.92	192.92	0.00
Q.P.	155.68	155.68	0.00
	155.68	155.68	0.00



Mensola Lato Monte

$$PP = 22.50 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

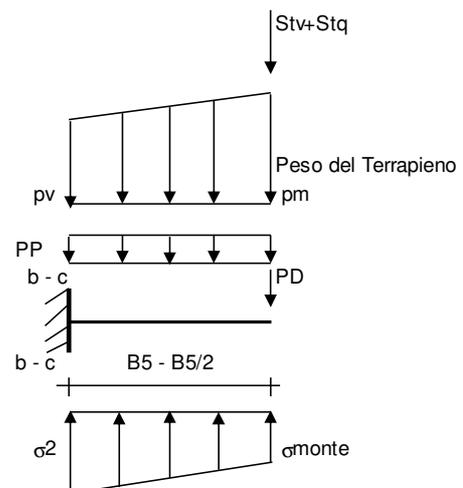
$$PD = 0.00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	88.00	118.00	88.00	(kN/m ²)
pvb	88.00	118.00	88.00	(kN/m ²)
pvc	88.00	118.00	88.00	(kN/m ²)

$$Mb = (\sigma_{monte} - (pvb + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - pvb) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B/2 - Bd/2) + Msp + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (pvc + PP)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (pm - pvc) \cdot (B/2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (B/2 - Bd/2) + Msp + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	72.15	155.18	-275.80	113.67	-144.75
	106.38	178.38	-271.04	142.38	-139.59
Q.P.	83.92	143.62	-194.47	113.77	-104.31
	83.92	143.62	-194.47	113.77	-104.31



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

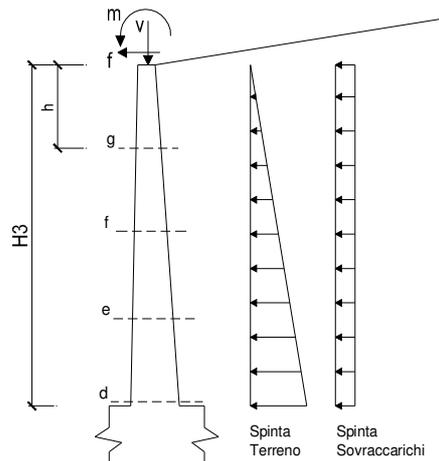
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$N_{ext} = v$$



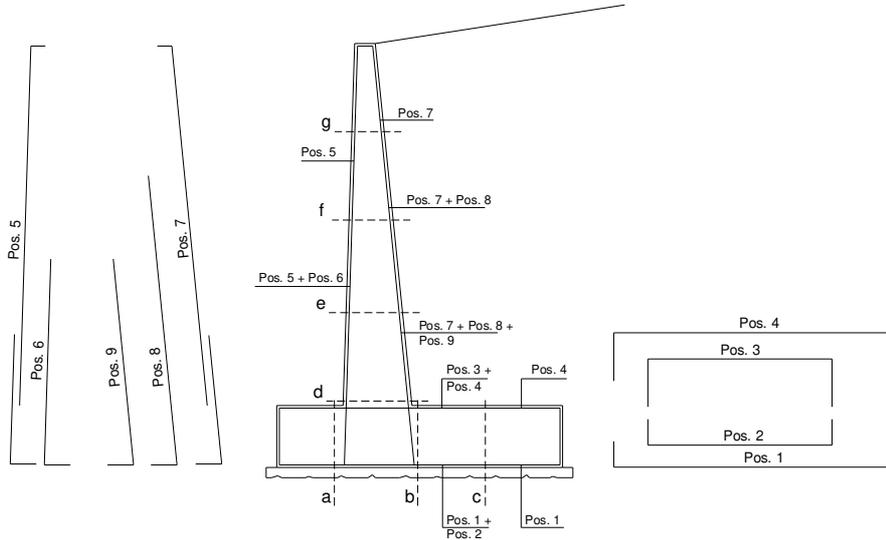
condizione Frequente

sezione	h	M _t	M _q	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.40	58.31	128.58	0.00	186.88	0.00	68.20	68.20
e-e	3.30	24.60	72.32	0.00	96.92	0.00	46.61	46.61
f-f	2.20	7.29	32.14	0.00	39.43	0.00	28.05	28.05
g-g	1.10	0.91	8.04	0.00	8.95	0.00	12.51	12.51

condizione Quasi Permanente

sezione	h	M _t	M _q	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.40	58.31	68.94	0.00	127.25	0.00	68.20	68.20
e-e	3.30	24.60	38.78	0.00	63.38	0.00	46.61	46.61
f-f	2.20	7.29	17.24	0.00	24.52	0.00	28.05	28.05
g-g	1.10	0.91	4.31	0.00	5.22	0.00	12.51	12.51

SCHEMA DELLE ARMATURE

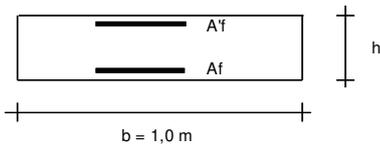


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	16	
2			☐	6			☐
3			☐	7	5.0	16	
4	5.0	20		8			☐
				9			☐

Calcola

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ ^c	σ ^f	wk	w _{amm}	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)	
a - a	0.00	0.00	0.90	15.71	15.71	0.00	0.00	0.000	0.200	sezione verificata
b - b	-275.80	0.00	0.90	15.71	15.71	3.52	220.56	0.256	0.200	sez. non verificata
c - c	-144.75	0.00	0.90	15.71	15.71	1.85	115.76	0.134	0.200	sezione verificata
d - d	186.88	68.20	0.84	10.05	10.05	3.38	217.25	0.299	0.200	sez. non verificata
e - e	96.92	46.61	0.73	10.05	10.05	2.22	128.99	0.177	0.200	sezione verificata
f - f	39.43	28.05	0.62	10.05	10.05	1.19	60.50	0.083	0.200	sezione verificata
g - g	8.95	12.51	0.51	10.05	10.05	0.38	15.03	0.021	0.200	sezione verificata

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ ^c	σ ^f	wk	w _{amm}	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)	
a - a	0.00	0.00	0.90	15.71	15.71	0.00	0.00	0.000	0.300	sezione verificata
b - b	-194.47	0.00	0.90	15.71	15.71	2.48	155.52	0.181	0.300	sezione verificata
c - c	-104.31	0.00	0.90	15.71	15.71	1.33	83.42	0.097	0.300	sezione verificata
d - d	127.25	68.20	0.84	10.05	10.05	2.31	137.83	0.189	0.300	sezione verificata
e - e	63.38	46.61	0.73	10.05	10.05	1.45	76.91	0.106	0.300	sezione verificata
f - f	24.52	28.05	0.62	10.05	10.05	0.74	32.78	0.045	0.300	sezione verificata
g - g	5.22	12.51	0.51	10.05	10.05	0.22	6.50	0.009	0.300	sezione verificata

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