

Provincia di Cuneo  
S.S. 28 del Colle di Nava  
Lavori di realizzazione della Tangenziale di Mondovì con collegamento alla S.S. 28 Dir – 564 e al casello A6 "Torino–Savona" – III Lotto (Variante di Mondovì)

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. T008

<b>PROGETTAZIONE:</b> RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI	<b>MANDATARIA:</b> 	<b>MANDANTI:</b>  <b>POLITECNICA</b> BUILDING FOR HUMANS	<b>MATILDI+PARTNERS</b>
<b>IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:</b>  <i>Ing. Andrea Renso – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2413</i>	<b>IL PROGETTISTA:</b> <i>Ing. Carlo Vittorio Matildi</i> <i>Bologna–n.A6457</i>		
<b>IL GEOLOGO:</b>  <i>Geol. Emanuele Fresia – TECHNITAL</i> <i>Ordine Geologi Veneto n. A501</i>	<b>GRUPPO DI PROGETTAZIONE:</b> <b>COORDINAMENTO PROGETTAZIONE E PROGETTAZIONE STRADALE:</b> <i>Ing. Carlo Vittorio Matildi – MATILDI + PARTNERS</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. 6457/A</i> <b>COORDINAMENTO PROGETTAZIONE E</b> <b>COORDINATORE STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE:</b> <i>Ing. Edoardo Piccoli – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A3381</i>		
<b>IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:</b>  <i>Ing. Paolo Barrasso – MATILDI + PARTNERS</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. A9513</i>	<b>OPERE D'ARTE MAGGIORI GALLERIA:</b> <i>Ing. Corrado Pesce – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A1984</i> <b>OPERE D'ARTE MAGGIORI PONTI E MINORI:</b> <i>Ing. Stefano Isani – MATILDI + PARTNERS</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. A4550</i> <b>GEOTECNICA:</b> <i>Ing. Alessandro Rizzo – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. A19598</i> <b>IDROLOGIA ED IDRAULICA:</b> <i>Ing. Simone Venturini – TECHNITAL</i> <i>Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2515</i>		
<b>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO:</b>  <i>Ing. Giuseppe Danilo Malgeri</i>			
<b>PROTOCOLLO:</b>	<b>DATA:</b>		

12 – OPERE D'ARTE MINORI  
12.2 – Opere di sostegno in asse principale  
Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE		PROGR. ELAB.	REV.	SCALA:
DPT00008D16		12.01_P00_OM02_STR_RE01_B		12.01		
		CODICE ELAB.				
		P00OM02STRRE01			B	/
D						
C						
B	Istruttoria ANAS	Maggio 2020	Matildi+Partners	Barrasso	Isani	Matildi
A	EMISSIONE	Marzo 2020	Matildi+Partners	Barrasso	Isani	Matildi
REV.	DESCRIZIONE	DATA	SOCIETA'	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



## SOMMARIO

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI</b> .....	<b>4</b>
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b> .....	<b>5</b>
4.1	DEFINIZIONE DEL COPRIFERRO .....	7
<b>5</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI</b> .....	<b>8</b>
<b>6</b>	<b>ANALISI E CRITERI DI VERIFICA</b> .....	<b>9</b>
6.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) .....	9
<b>7</b>	<b>VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>11</b>
<b>8</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO</b> .....	<b>12</b>
<b>9</b>	<b>VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI</b> .....	<b>14</b>
<b>10</b>	<b>ANALISI, MODELLAZIONE E VERIFICA</b> .....	<b>17</b>
10.1	CRITERI DI MODELLAZIONE.....	17
<b>11</b>	<b>ANALISI DEI CARCHI</b> .....	<b>19</b>
11.1	PESO PROPRIO $G_1$ .....	19
11.2	SPINTA DEL TERRENO LATERALE .....	19
11.3	SPINTA IDROSTATICA $P_{IDR}$ .....	19
11.4	AZIONE SISMICA .....	20
<b>12</b>	<b>VERIFICHE DI SICUREZZA MURO LATO SINISTRO</b> .....	<b>22</b>
12.1	VERIFICHE DI STABILITÀ DELL'OPERA.....	22
12.2	VERIFICA A RIBALTAMENTO.....	23
12.3	VERIFICA A SCHIACCIAMENTO .....	23
12.4	VERIFICA A SCORRIMENTO .....	26
12.5	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.....	26
12.6	VERIFICA DELLE ARMATURE.....	27

---

12.7	VERIFICA SLE FESSURAZIONE .....	29
<b>13</b>	<b>VERIFICHE DI SICUREZZA MURO LATO DESTRO .....</b>	<b>32</b>
13.1	VERIFICHE DI STABILITÀ DELL'OPERA .....	32
13.2	VERIFICA A RIBALTAMENTO .....	33
13.3	VERIFICA A SCHIACCIAMENTO .....	33
13.4	VERIFICA A SCORRIMENTO .....	36
13.5	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE .....	36
13.6	VERIFICA DELLE ARMATURE .....	37
13.7	VERIFICA SLE FESSURAZIONE .....	39

## 1 PREMESSA

Nell'ambito del riordino del sistema viario del Piemonte Sud Occidentale è stata accertata la necessità di provvedere al suo ammodernamento, per un più rapido ed agevole collegamento di questa regione con il sistema portuale ligure a Sud.

Si è evidenziata pertanto l'importanza della S.S. 28 "del Col di Nava", che partendo dall'incrocio con la S.S. 20 nei pressi di Genola, si congiunge con il sistema viario ligure attraverso il Colle di Nava ad Imperia ed il Colle di Cadibona a Savona. La variante di Mondovì avvolgerà la zona abitata con un tracciato ad andamento semicircolare, nei settori Nord-Ovest-Sud del territorio comunale.

Il 3° lotto della variante, congiungerà la S.P. Villanova-Mondovì con la S.S. 28 alla progressiva 32+900 a Sud dell'abitato di Mondovì. Il suo andamento ha una direzione sostanzialmente Ovest-Est.

Nell'ambito della progettazione esecutiva del 3° lotto della variante si prevede la realizzazione di **opere di sostegno in c.a.** Tali manufatti si estendono dalla Sezione 108 (km 2+575) a metà tra la Sezione 109 e la Sezione 110.

L'intervento prevede l'installazione di muri di sostegno di controripa gettati in opera che si sviluppano per una lunghezza rispettivamente di 15,10 m sul lato destro e di 51,00 m sul lato sinistro. L'altezza del muro frontale è variabile in funzione della riprofilatura da effettuarsi da 1,55 m a 2,35 m sul lato destro e da 1,55 m a 3,75 m sul lato sinistro aventi una soletta di fondazione di spessore pari a 0,40 m sul lato destro e 0,50 m sul lato sinistro e uno spessore del muro 0,30 m sul lato destro e 0,40 m sul lato sinistro.

A tergo dei muri, si posiziona un tubo drenante  $\phi 160$  microfessurato. Tale drenaggio avrà la funzione di intercettare le acque del versante e di allontanarle verso un fosso drenante esistente. Il completamento del riempimento a tergo risulta costituito da materiale da rilevato stradale.

Nei paragrafi successivi sono riportati i riferimenti normativi, le ipotesi adottate alla base dei calcoli, le caratteristiche dei terreni interessati, la progettazione e le verifiche geotecniche e strutturali.

L'analisi dello scatolare è stata condotta con l'ausilio del software di calcolo "PRO\_MST" prodotto da PRO\_SAP della 2.SI.

La redazione della presente relazione fa preciso riferimento alle campagne geognostiche volte ad individuare la natura e le caratterizzazioni dei terreni interessati dall'opera.

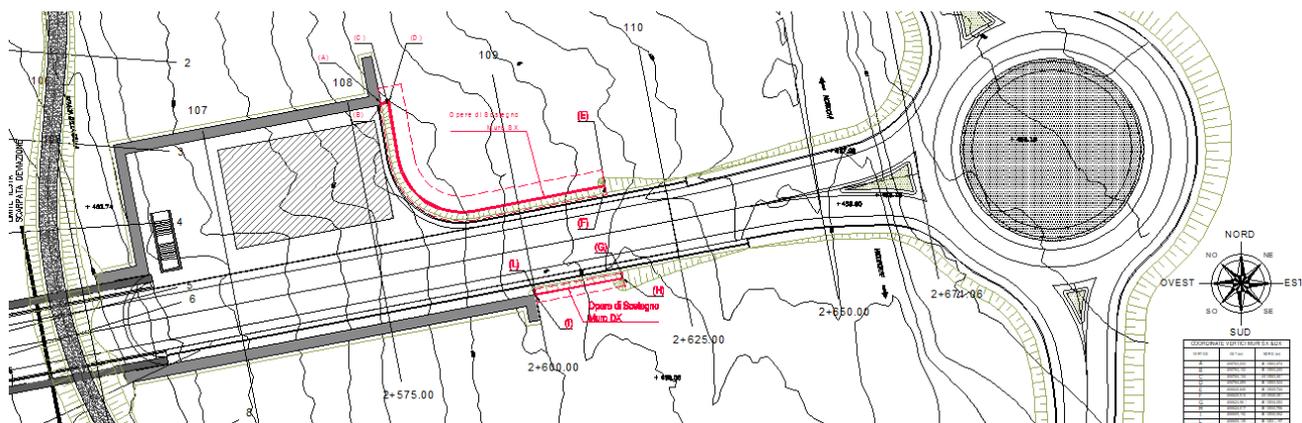


Figura 1-1: andamento planimetrico tracciato e ubicazione muri.

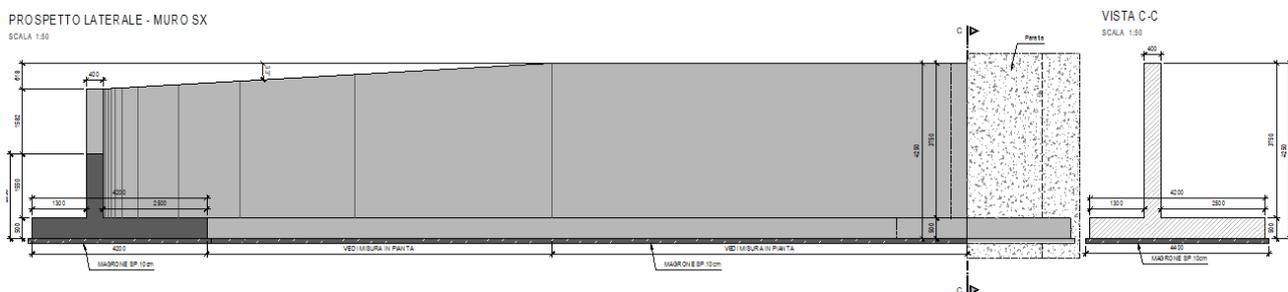


Figura 1-2: muro lato sinistro.

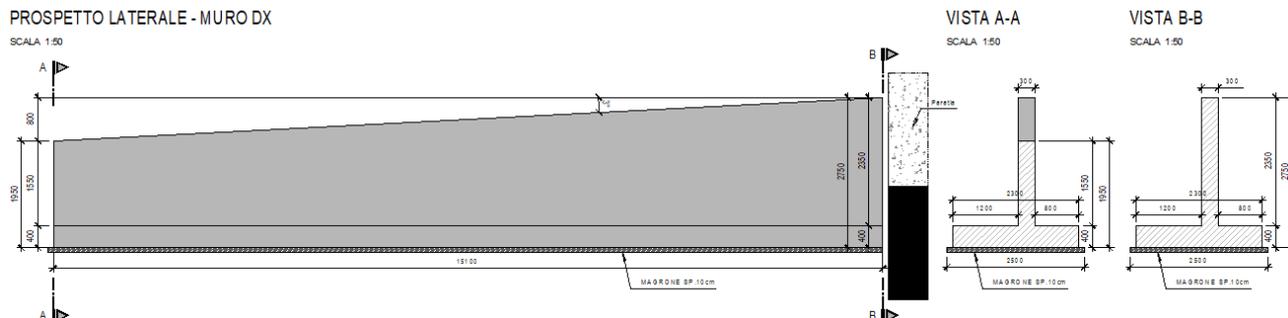


Figura 1-3: muro lato destro.

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella relazione che segue, si considerando le prescrizioni delle Norme Tecniche di cui al Decreto del Ministero per le Infrastrutture del 17 gennaio 2018. Esse sono state assunte quale principale riferimento nello svolgimento dell'analisi per tutto quanto attiene ai criteri generali di sicurezza ed alle assunzioni fondamentali dell'analisi strutturale, alla definizione delle azioni previste nella vita nominale delle costruzioni, alle caratteristiche dei materiali nonché alle verifiche di sicurezza dell'insieme strutturale ovvero dei singoli elementi di cui esso si compone.

- **D.M. 2018, Decreto Ministeri Infrastrutture, Interni e Protezione Civile 17 gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".**
- **Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.**

Per quanto non diversamente specificato nella presente norma si è fatto riferimento alle indicazioni riportate nei seguenti documenti:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali;
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea;
- Norme per prove su materiali e prodotti pubblicate da UNI.

---

### 3 PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

Nel seguito si riporta l'elenco dei programmi utilizzati per il calcolo delle strutture:

- **PRO\_MST**

Progetto Muri di Sostegno Progetto, verifica e disegno dei muri di sostegno a gravità e a mensola. Generazione automatica della relazione di calcolo e disegni esecutivi. Download PRO\_MST (all'interno del pacchetto PRO\_SAP)

- **PRO\_SAP RY 2019 (c).**

2S.I. in collaborazione con l'Università di Ferrara e con la spin-off dell'École Centrale Paris CM2 – Computing Objects SARL ha sviluppato il solutore di ultima generazione e\_SAP. Funzionalità specifiche per l'ingegneria civile alla luce delle nuove normative, quali analisi degli effetti del secondo ordine e analisi di buckling (D.M. 14/01/'08 paragrafi 4.1.1, 4.1.1.4, per costruzioni in cemento armato, 4.2.3.4, 4.2.3.5, per costruzioni in acciaio, 7.3.1 per la progettazione per azioni sismiche) sono di immediata applicazione. Analisi non lineare al passo (storia di carico), analisi non lineare per grandi spostamenti (funi, membrane, tensostrutture, ...) e analisi dei dissipatori sismici sono alcuni degli strumenti disponibili per affinare il progetto della struttura.

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tutti i materiali devono essere conformi alle norme tecniche del 17/01/2018. In particolare si prevedono conglomerati cementizi e acciai descritti nelle tabelle seguenti.

Tabella 4-1: calcestruzzo per magrone.

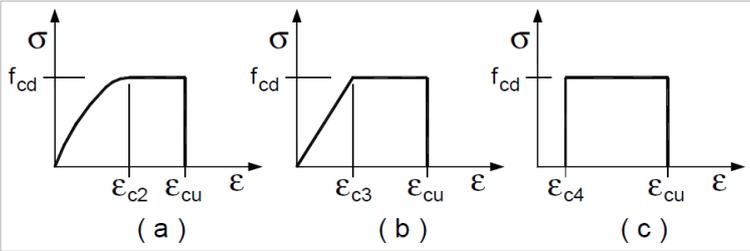
CALCESTRUZZO		DM 17/01/2018	
Classe		C12/15	
coefficiente per carichi di lunga durata	$\alpha_{cc}$	0,85	par. 4.1.2.1.1.1
coefficiente di sicurezza	$\gamma_c$	1,5	par. 4.1.2.1.1.1
resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck}$	12 MPa	par. 11.2.10.1 (11.2.1)
resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck}$	15 MPa	par. 11.2.10.1
resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm}$	20,0 MPa	par. 11.2.10.1 (11.2.2)
resistenza a trazione semplice media	$f_{ctm}$	1,57 MPa	par. 11.2.10.2 (11.2.3a,b)
resistenza a trazione semplice caratteristica	$f_{ctk}$	1,10 MPa	par. 11.2.10.2
resistenza a trazione per flessione media	$f_{ctm}$	1,89 MPa	par. 11.2.10.2 (11.2.4)
resistenza a trazione per flessione caratteristica	$f_{ctk}$	1,32 MPa	par. 11.2.10.2
modulo elastico	$E_{cm}$	27.085 MPa	par. 11.2.10.3 (11.2.5)
coefficiente di Poisson (cls non fessurato)	$\nu_{NF}$	0,2	par. 11.2.10.4
coefficiente di Poisson (cls fessurato)	$\nu_F$	0	par. 11.2.10.4
coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	1,00E-05 1/°C	par. 11.2.10.5
densità	$\rho$	2.500 kg/m <sup>3</sup>	
resistenza a compressione cilindrica di progetto allo SLU	$f_{cd}$	6,80 MPa	par. 4.1.2.1.1.1
resistenza per aderenza acciaio-cls	$f_{bd}$	1,65 MPa	par. 4.1.2.1.1.2
resistenza a trazione cilindrica di progetto allo SLU	$f_{ctd}$	0,73 MPa	par. 4.1.2.1.1.2
tensione limite allo SLE nella comb. rara	$\sigma_{c,rara}$	7,20 MPa	par. 4.1.2.2.5.1
tensione limite allo SLE nella comb. quasi perm.	$\sigma_{c,q.perm.}$	5,40 MPa	par. 4.1.2.2.5.1
<b>Parametri di deformazione</b>	$\epsilon_{c2}$	$\epsilon_{c3}$	$\epsilon_{c4}$
	[-]	[-]	[-]
	2,00E-03	1,75E-03	7,00E-04
			3,50E-03
			

Tabella 4-2: calcestruzzo fondazione ed elevazione.

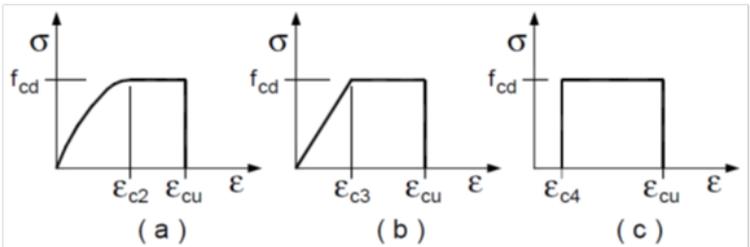
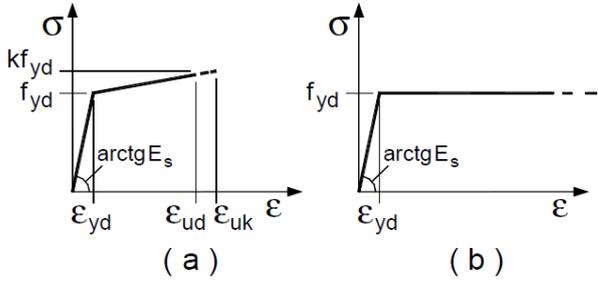
CALCESTRUZZO		DM 17/01/2018	
Classe <b>C32/40</b>			
coefficiente per carichi di lunga durata	$\alpha_{cc}$	<b>0,85</b>	par. 4.1.2.1.1.1
coefficiente di sicurezza	$\gamma_c$	<b>1,5</b>	par. 4.1.2.1.1.1
resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck}$	<b>32 MPa</b>	par. 11.2.10.1 (11.2.1)
resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck}$	<b>40 MPa</b>	par. 11.2.10.1
resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm}$	<b>40,0 MPa</b>	par. 11.2.10.1 (11.2.2)
resistenza a trazione semplice media	$f_{ctm}$	<b>3,02 MPa</b>	par. 11.2.10.2 (11.2.3a,b)
resistenza a trazione semplice caratteristica	$f_{ctk}$	<b>2,12 MPa</b>	par. 11.2.10.2
resistenza a trazione per flessione media	$f_{ctm}$	<b>3,63 MPa</b>	par. 11.2.10.2 (11.2.4)
resistenza a trazione per flessione caratteristica	$f_{ctk}$	<b>2,54 MPa</b>	par. 11.2.10.2
modulo elastico	$E_{cm}$	<b>33.346 MPa</b>	par. 11.2.10.3 (11.2.5)
coefficiente di Poisson (cls non fessurato)	$\nu_{NF}$	<b>0,2</b>	par. 11.2.10.4
coefficiente di Poisson (cls fessurato)	$\nu_F$	<b>0</b>	par. 11.2.10.4
coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	<b>1,00E-05 1/°C</b>	par. 11.2.10.5
densità	$\rho$	<b>2.500 kg/m<sup>3</sup></b>	
resistenza a compressione cilindrica di progetto allo SLU	$f_{cd}$	<b>18,13 MPa</b>	par. 4.1.2.1.1.1
resistenza per aderenza acciaio-cls	$f_{bd}$	<b>3,18 MPa</b>	par. 4.1.2.1.1.2
resistenza a trazione cilindrica di progetto allo SLU	$f_{ctd}$	<b>1,41 MPa</b>	par. 4.1.2.1.1.2
tensione limite allo SLE nella comb. rara	$\sigma_{c,rara}$	<b>19,20 MPa</b>	par. 4.1.2.2.5.1
tensione limite allo SLE nella comb. quasi perm.	$\sigma_{c,q.per.}$	<b>14,40 MPa</b>	par. 4.1.2.2.5.1
<b>Parametri di deformazione</b>	$\epsilon_{c2}$	$\epsilon_{c3}$	$\epsilon_{c4}$
	[-]	[-]	[-]
	2,00E-03	1,75E-03	7,00E-04
			3,50E-03
			

Tabella 4-3: acciaio per c.a.

ACCIAIO PER BARRE		DM 17/01/2008	
Classe <b>B450 C</b>			
coefficiente di sicurezza	$\gamma_c$	<b>1,15</b>	par. 4.3.3
resistenza a snervamento caratteristica	$f_{yk}$	<b>450 MPa</b>	par. 11.3.2.1
resistenza a rottura caratteristica	$f_{tk}$	<b>540 MPa</b>	par. 11.3.2.1
resistenza a snervamento di progetto	$f_{yk}$	<b>391,3 MPa</b>	par. 4.3.3
<b>Parametri di deformazione</b>	$\epsilon_{yd}$	$\epsilon_{ud}$	$\epsilon_{uk}$
	[-]	[-]	[-]
	1,86E-03	6,75E-02	7,50E-02
			

## 4.1 DEFINIZIONE DEL COPRIFERRO

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato dalla Tab. 4.1.III nella NTC 2018.

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

### FONDAZIONE – MURO FRONTALE

- **Lato monte (controterra): corrosione indotta da carbonatazione – XC2** – Bagnato, raramente asciutto (ORDINARIE)
- **Lato valle: corrosione indotta da attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza sali disgelanti – XF4** – (elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare (MOLTO AGGRESSIVE)

Con riferimento al § 4.1.6.1.3 delle NTC 2018, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.IV delle NTC. I valori sono espressi in mm e sono distinti in funzione dell'armatura, barre da c.a. o cavi aderenti da c.a.p. (fili, trecce e trefoli), e del tipo di elemento, a piastra (solette, pareti) o monodimensionale (travi, pilastri). I valori della Tabella C4.1.IV della NTC 2018 si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per classi di resistenza inferiori a  $C_{min}$  i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm. A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			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
C30/37	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

**Copriferro interno (XF4): 40mm (copriferro minimo) + 10mm (tolleranza) + 5mm (classe di resistenza inferiore a  $C_{min}$ ) – 5mm (verifica copriferri) =**

- **Interno: 50mm**

**Copriferro esterno (XC2): 20mm (copriferro minimo) + 10mm (tolleranza) – 5mm (verifica copriferri) =**

- **Esterno: 25mm**

Per uniformare lo spessore dei copriferri viene utilizzato quello più sfavorevole pari a 50mm.

## 5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Nella relazione geologica-geotecnica di progetto sono riportati i parametri geotecnici medi operativi di riferimento per le unità geotecniche individuate lungo il tracciato di variante.

Tabella 5-1: caratterizzazione geotecnica terreni.

N°	Unità	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	GSI	RMR	$\sigma_c$ (Mpa)	Classe Bieniawsky	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	$\phi'$ res (°)	Cu (kPa)	E (Mpa)	K (m/s)	v (-)
Aa	Alluvioni degli alvei attuali	19					0	38-42			20-25	1.00E-03	0.3
Ab	Alluvioni terrazzate Rione Borgato	19					0-5	30			15	1.00E-05	0.3
Ab2	Alluvioni terrazzate imbocco est galleria S. Lorenzo	19					0		19-20		15-20	1.00E-05	0.35
Ac	Alluvioni antiche	19					5	36-38			30	6.00E-05	0.3
Ga	Argille grigio azzurre	19,5					25-30	30-32		150-200	50-70	1.00E-08	0.3
Cs	Cassano Spinola	19					15-20	30-32			30	5.00E-06	0.3
Cs2	Cassano Spinola imbocco ovest galleria	19					0		19-20		15	5.00E-06	0.35
Sa1	F.ne Marne di S Agata opere all'aperto	20,5	30-40		4		25-40	30-32			100-200	1.00E-07	0.25
Sa2	F.ne delle Marne di S. Agata	20,5	30-40	23-26	4	IV Scadente	25-50	32-37			500-800	1.00E-07	0.25
Sa3	F.ne delle Marne di S. Agata alta copertura	20,5	30-38	23-26	4	IV Scadente	100-105	21-23			700	1.00E-07	0.25
L1	F.ne di Lequio	21	45-55	35-38	5,5	IV Scadente	130-150	33-34			1000-1100	5.00E-07	0.20
L2	F.ne di Lequio fratturata	21	35-45	27	5,5	IV Scadente	100-110	34-35			800-900	8.00E-07	0.20-0.25

Di conseguenza, in corrispondenza dell'opera in esame, i parametri geotecnici caratteristici delle unità stratigrafiche considerate e del terreno di riempimento sono indicati nella tabella seguente.

Tabella 5-2: parametri geotecnici di calcolo.

UNITÀ STRATIGRAFICA	TERRENO DI RINFIANCO	TERRENO DI BASE (Ab2)
Peso specifico $\gamma_n$ [ kN/m <sup>3</sup> ]	19.0	19.0
Peso specifico saturo $\gamma_{sat}$ [ kN/m <sup>3</sup> ]	19.0	19.0
Angolo d'attrito $\phi'$ [°]	30	19

## 6 ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

### 6.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni. Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- **SLU di tipo geotecnico (GEO)**
  - o scorrimento sul piano di posa;
  - o collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
  - o ribaltamento;
  - o stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

- **SLU di tipo strutturale (STR)**
  - o raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, utilizzando l'Approccio 2 nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1 che possono essere applicati alle spinte, ai pesi e ai sovraccarichi. Il coefficiente R3 non deve essere portato in conto nelle verifiche STR.

Si è verificato che la condizione  $E_d < R_d$  venga soddisfatta per ogni stato limite considerato che corrisponde ad ottenere un coefficiente di sicurezza FS  $> \gamma_R$ .

Per quanto riguarda le verifiche sismiche, secondo NTC2018 rimangono validi gli approcci adottati negli SLU statici ma con l'accortezza di adottare coefficienti unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici. I coefficienti parziali  $\gamma_R$  sulla resistenza del sistema sono invece i seguenti:

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_R$
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Per le verifiche di stabilità globale il coefficiente parziale  $\gamma_R$  va assunto pari a 1.2. (NTC 2018)

## 7 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I della NTC 2018.

Con riferimento ai contenuti delle indicazioni delle NTC 2018, i dati di progetto assunti per la definizione dell'azione sismica di base del sito sono i seguenti:

- Vita nominale dell'opera:  $V_N = 50$  anni "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale".
- Classe d'uso: III ( $C_U = 1.5$ ) Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

Periodo di riferimento:  $V_R = V_N \cdot C_U = 75$  anni

## 8 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni riportate nella NTC 2018.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):  

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:  

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:  

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Per il dimensionamento dell'opera si seguono le indicazioni riportate nelle NTC 2018, ed in particolare per la definizione delle combinazioni di carico si fa riferimento al capitolo 5.1.3.12 "Ponti Stradali, combinazioni di carico". Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, in genere, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV della NTC 2018:

Tab. 5.1.IV - Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carichi verticali
1	Valore caratteristico					Carico uniformemente distribuito
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m <sup>2</sup>
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti pedonali  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli SLU.

Tab. 5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_Q$	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 1,00 <sup>(4)</sup>	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}$ - $\gamma_{\epsilon 3}$ - $\gamma_{\epsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni sono riportati in Tab. 5.1.VI:

Tab. 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

## 9 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo. In tutte le verifiche si deve ottenere che  $E_d < R_d$  dove:

$E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico. Quindi l'effetto delle azioni e la resistenza sono espressi in funzione delle azioni di progetto, delle caratteristiche di resistenza di progetto e della geometria di progetto. La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per i parametri geotecnici (M) e per le resistenze (R).

Tab. 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

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

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

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

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

Con riferimento alla NTC 2018 si sono analizzati i seguenti stati limite:

- SLU statico di tipo geotecnico (GEO): per la verifica a scorrimento sul piano di posa, per la verifica della capacità portante della fondazione e a ribaltamento si è fatto riferimento alla combinazione A1+M1+R3 che si traduce nell'adottare i parametri geotecnici caratteristici, nell'amplificare le azioni stabilizzanti e destabilizzanti mediante il set di coefficienti parziali A1 e nel ridurre le azioni resistenti mediante il set di coefficienti parziali R3. Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.
- SLU sismico (SLV) di tipo geotecnico (GEO): per la verifica a scorrimento sul piano di posa, per la verifica della capacità portante della fondazione e per la verifica a ribaltamento si è fatto riferimento alla combinazione A1+M1+R3 che si traduce nell'adottare i parametri geotecnici e i coefficienti per le azioni unitari e nel ridurre le azioni resistenti mediante il set di coefficienti parziali R del § 7.11.6.2.2 (Tab. 7.11.III). Per la verifica a stabilità globale si è fatto riferimento alla combinazione A2+M2+R2, in cui i parametri M2 sono assunti unitari e il coefficiente il coefficiente parziale R e pari a 1.2, secondo quanto riportato nel § 7.11.4;
- SLU statico di tipo strutturale (STR): per la verifica di resistenza del muro si è fatto riferimento alla combinazione A1+M1 che si traduce nell'adottare i parametri geotecnici caratteristici e nell'amplificare le azioni destabilizzanti mediante il set di coefficienti parziali A1;
- SLU sismico (SLV) di tipo strutturale (STR): per la verifica di resistenza del muro si è fatto riferimento alla combinazione A1+M1 che si traduce nell'adottare coefficienti unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici caratteristici, con coefficienti parziali  $\gamma_R$  indicati in Tab. 7.11.III.

La **verifica a scorrimento** prevede il confronto tra il taglio resistente e il taglio destabilizzante agenti sul piano di posa della fondazione. Il valore del taglio resistente e il valore del taglio destabilizzante devono rispettare la disequazione  $FS = F_{stab}/F_{dest} \geq \gamma_R$

La **verifica al ribaltamento** prevede il confronto tra il momento resistente e il momento ribaltante agenti sulla struttura attorno al punto O. La verifica consiste nel controllare che  $FS = M_{stab}/M_{rib} \geq \gamma_R$

La **verifica della capacità portante** del terreno di fondazione prende in considerazione le forze impiegate in tutte le altre verifiche di stabilità della struttura. Il calcolo della capacità portante del terreno di fondazione viene effettuato mediante la teoria di Brinch – Hansen, recependo le modifiche di Bowles con riferimento al particolare caso delle fondazioni dei muri di sostegno.

La **verifica di stabilità globale** viene condotta con il metodo Bishop.

Con riferimento alle condizioni sopra esposte per i muri oggetto di calcolo si ha:

Coefficienti parziali per le azioni

Tipo CMB	$\gamma_{G1max}$	$\gamma_{G1min}$	$\gamma_{G2max}$	$\gamma_{G2min}$	$\gamma_Q/\psi_{2i}$
DA2 (A1)	1.30	1.00	1.50	0.80	1.50
DA1-C2 (A2)	1.00	1.00	1.30	0.80	1.30
SIS	1.00	-	1.00	-	0.60

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tipo CMB	$\gamma_\phi$	$\gamma_{c'}$	$\gamma_\gamma$
DA2 (M1)	1.00	1.00	1.00
DA1-C2 (M2)	1.25	1.25	1.00
SIS	1.00	1.00	1.00

Coefficienti per la determinazione delle masse sismiche

Carichi permanenti strutturali G1	$\gamma_{G1} = 1.00$
Carichi permanenti non strutturali G2	$\gamma_{G2} = 1.00$
Carichi variabili Q	$\psi_{Ei} = 0.60$

Coefficienti parziali per le verifiche

Verifica	DA2 (R3)	DA1-C2 (R2)	SIS
Capacità portante fondazione	1.40	-	(R3) 1.20
Scorrimento	1.10	-	(R3) 1.00
Ribaltamento	1.15	-	(R3) 1.00
Stabilità globale	-	1.10	(R2) 1.20

Combinazioni per le verifiche locali e di resistenza

CMB	Tipo	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G2}$	$\gamma_Q$	$\gamma_E^1$
1	DA2	1.30	1.50	1.50	0.00
2	DA2	1.00	1.50	1.50	0.00
3	SIS <sup>2</sup>	1.00	1.00	0.60	+1.00
4	SIS <sup>2</sup>	1.00	1.00	0.60	-1.00
5	SIS <sup>2</sup>	1.00	1.00	0.60	+1.00
6	SIS <sup>2</sup>	1.00	1.00	0.60	-1.00

<sup>1</sup> Il segno di  $\gamma_E$  indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo  $\Downarrow$  e negativo  $\Uparrow$ .

<sup>2</sup> Per le combinazioni 3 e 4 viene utilizzato il coefficiente  $\beta_{m1}$  mentre per le 5 e 6 il coefficiente  $\beta_{m2}$ .

## 10 ANALISI, MODELLAZIONE E VERIFICA

### 10.1 CRITERI DI MODELLAZIONE

Il dimensionamento del muro di sostegno è stato effettuato utilizzando un modello di calcolo semplificato riferito ad una striscia di larghezza unitaria (1.00 m) realizzato con il programma "PRO\_MST" della "2S.i".

La geometria dei muri in oggetto assunta nel calcolo viene riportata del seguito.

#### LATO SINISTRO

##### Mensola in elevazione:

Altezza paramento	$H_m =$	3.750 m
Spessore in sommità	$L_{m1} =$	0.400 m
Spessore alla base	$L_{mb} =$	0.400 m
Inclinazione paramento esterno	$\beta_e =$	0.00 °
Inclinazione paramento interno	$\beta_i =$	0.00 °

##### Soletta di fondazione:

Estensione	$E_f =$	1.000 m
Lunghezza totale	$L_{f1} =$	4.200 m
Lunghezza mensola a valle	$L_{f2} =$	1.300 m
Altezza bordo libero mensola a valle	$H_{f1} =$	0.500 m
Lunghezza mensola a monte	$L_{f3} =$	2.500 m
Altezza bordo libero mensola a monte	$H_{f2} =$	0.500 m
Altezza rinterro mensola a valle	$H_{fv} =$	0.900 m
Inclinazione piano di fondazione	$\psi_f =$	0.00 °
Angolo di inclinazione terrapieno	$\alpha =$	0.00 °

#### LATO DESTRO

##### Mensola in elevazione:

Altezza paramento	$H_m =$	2.350 m
Spessore in sommità	$L_{m1} =$	0.300 m
Spessore alla base	$L_{mb} =$	0.300 m
Inclinazione paramento esterno	$\beta_e =$	0.00 °
Inclinazione paramento interno	$\beta_i =$	0.00 °

##### Soletta di fondazione:

Estensione	$E_f =$	1.000 m
Lunghezza totale	$L_{f1} =$	2.300 m
Lunghezza mensola a valle	$L_{f2} =$	0.800 m
Altezza bordo libero mensola a valle	$H_{f1} =$	0.400 m
Lunghezza mensola a monte	$L_{f3} =$	1.200 m
Altezza bordo libero mensola a monte	$H_{f2} =$	0.400 m
Altezza rinterro mensola a valle	$H_{fv} =$	0.750 m
Inclinazione piano di fondazione	$\psi_f =$	0.00 °
Angolo di inclinazione terrapieno	$\alpha =$	0.00 °

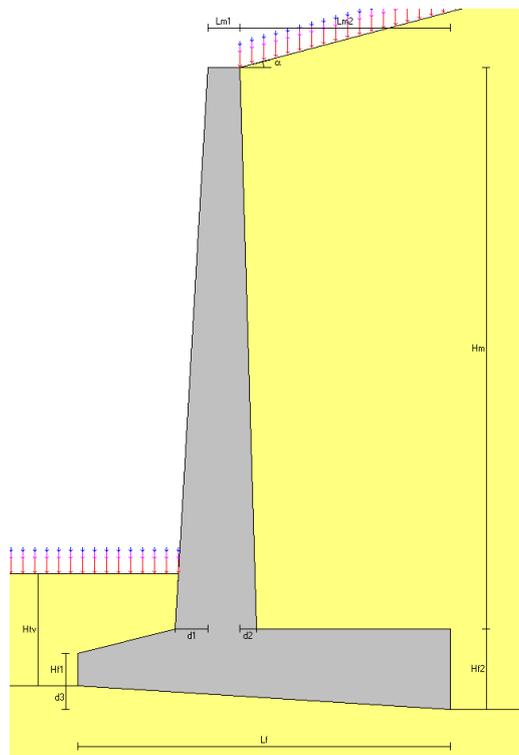


Figura 10-1: geometria muri.

Il programma di calcolo permette di modellare il terreno di fondazione e del terreno di rinfilanco assegnando le relative caratteristiche e di considerare la presenza della falda calcolando automaticamente le spinte del terreno e quella idrostatica.

**Caratteristiche geotecniche dei terreni**

*Terreno a valle del muro*

Peso specifico		$\gamma_{tv} = 19.00 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito	$\varphi_v =$	$30.00^\circ$
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_v =$	$20.00^\circ$
Coesione	$c'_v =$	$0.00 \text{ kN/m}^2$

*Terreno di fondazione del muro*

Peso specifico		$\gamma_{tf} = 19.00 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito	$\varphi_f =$	$19.00^\circ$
Coesione	$c'_f =$	$0.00 \text{ kN/m}^2$

*Terreno a monte del muro*

Peso specifico		$\gamma_{tm} = 19.00 \text{ kN/m}^3$
Peso specifico saturo		$\gamma_{ts} = 11.97 \text{ kN/m}^3$
Altezza falda dal piano di fondazione	$H_w =$	$0.60 \text{ m (muro dx)} - 1.40 \text{ m (muro sx)}$
Angolo di attrito	$\varphi_m =$	$30.00^\circ$
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_m =$	$20.00^\circ$
Coesione	$c'_m =$	$0.00 \text{ kN/m}^2$

In condizioni statiche la spinta del terreno a tergo dei piedritti è calcolata con riferimento al valore del coefficiente di spinta attiva ( $k_a$ ).

L'analisi sismica della struttura è condotta con il metodo pseudo-statico in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico K. L'azione sismica comporta due contributi: l'azione inerziale agente sulle masse considerate attive e la spinta del terreno in condizione sismica.

Per quanto attiene alle forze inerziali originate dalle masse proprie degli elementi strutturali e dai carichi permanenti portati sono rappresentate da un insieme di forze orizzontali applicate staticamente alla struttura di intensità pari al prodotto del peso degli elementi per il coefficiente sismico  $K_h = a_g \cdot S/g$ , nel rispetto dei principi dell'analisi statica lineare.

L'opera è assoggettata alla spinta idrostatica esercitata dalla falda.

## 11 ANALISI DEI CARCHI

Il modello di calcolo realizzato è soggetto ad azioni esterne definite con gli usuali criteri di determinazione dei carichi e delle spinte delle terre. Si elencano di seguito i casi di carico elementari che costituiscono l'input nel programma di calcolo.

### 11.1 PESO PROPRIO $G_1$

Viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo, partendo dai volumi strutturali teorici e moltiplicandoli per la densità del materiale avendo assunto  $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ .

### 11.2 SPINTA DEL TERRENO LATERALE

La spinta del terreno è valutata in base alle caratteristiche geotecniche del terreno ed è calcolata con riferimento al valore del coefficiente di spinta a attiva ( $K_a$ ).

### 11.3 SPINTA IDROSTATICA $P_{IDR}$

La distribuzione delle pressioni orizzontali sui piedritti viene determinata con la seguente formula:

$$p_{h,w} = \gamma_w \cdot z$$

la distribuzione delle pressioni è un diagramma triangolare a partire dalla sommità del piedritto.

La sottospinta, applicata alla soletta di fondazione, dovuta alla pressione dell'acqua, vale:

$$p_{v,w} = \gamma_w \cdot z$$

## 11.4 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita dalle NTC), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ . Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*_c$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In base alle grandezze sopra definite, e dalla ricostruzione del quadro geofisico emerso dalla seguente indagine si ritiene di inserire il sito oggetto di studio nella **categoria di suolo B**, secondo la Tab. 3.2.II delle NTC 2018. Infine, occorre considerare che il sito corrisponde ad una **categoria topografica T1** secondo Tab. 3.2.III delle NTC 2018.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa medianamente addensati o terreni a grana fina medianamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	<i>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media <math>i \leq 15^\circ</math></i>
T2	<i>Pendii con inclinazione media <math>i &gt; 15^\circ</math></i>
T3	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media <math>15^\circ \leq i \leq 30^\circ</math></i>
T4	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media <math>i &gt; 30^\circ</math></i>

Parametri per la determinazione dei carichi derivanti da sisma:

Località:	MONDOVI' (CN)
Vita nominale	$V_N = 50$ anni
Tipo di costruzione	tipo = 2
Classe d'uso	$Cl_U = III$
Coefficiente d'uso	$C_U = 1.5$
Periodo di riferimento	$V_R = 75$ anni
Probabilità di superamento	$P_{Vr} = 10\%$
Periodo di ritorno	$T_R = 712$ anni
Accelerazione orizzontale massima	$a_g = 0.0844$ g
Categoria di sottosuolo	suolo = B
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s = 1.20000$
Coefficienti di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima	
verifica a scorrimento, carico limite e di resistenza	$\beta_{m1} = 0.38000$
verifica a ribaltamento	$\beta_{m2} = 0.57000$
verifica di stabilità globale	$\beta_s = 0.38000$
Categoria topografica	$C_T = T1$
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T = 1.00000$
Coefficienti sismici per la verifica a scorrimento, carico limite e di resistenza	
orizzontale	$k_{h1} = 0.03849$
verticale	$k_{v1} = 0.01924$
Coefficienti sismici per la verifica a ribaltamento	
orizzontale	$k_{h2} = 0.05773$
verticale	$k_{v2} = 0.02886$
Coefficienti sismici per le verifiche di stabilità globale	
orizzontale	$k_h = 0.03849$
verticale	$k_v = 0.01924$

Caratteristiche struttura: il muro è libero di traslare o di ruotare intorno al piede.

## 12 VERIFICHE DI SICUREZZA MURO LATO SINISTRO

### 12.1 VERIFICHE DI STABILITÀ DELL'OPERA

#### Coefficienti di spinta del terreno di monte

Terreno in condizioni statiche (Coulomb)

Spinta attiva strato non immerso  $K_{AS} = 0.2973$

Spinta attiva strato immerso  $K_{AS} = 0.3333$

Terreno in condizioni dinamiche (Mononobe-Okabe)

Componente verticale dell'azione sismica agente verso l'alto

Spinta attiva strato non immerso (coefficiente  $\beta_{m1}$ )  $K_{AD} = 0.3223$

Spinta attiva strato immerso (coefficiente  $\beta_{m1}$ )  $K_{AD} = 0.3777$

Spinta attiva strato non immerso (coefficiente  $\beta_{m2}$ )  $K_{AD} = 0.4047$

Spinta attiva strato immerso (coefficiente  $\beta_{m2}$ )  $K_{AD} = 0.4870$

Componente verticale dell'azione sismica agente verso il basso

Spinta attiva strato non immerso (coefficiente  $\beta_{m1}$ )  $K_{AD} = 0.3214$

Spinta attiva strato immerso (coefficiente  $\beta_{m1}$ )  $K_{AD} = 0.3759$

Spinta attiva strato non immerso (coefficiente  $\beta_{m2}$ )  $K_{AD} = 0.4020$

Spinta attiva strato immerso (coefficiente  $\beta_{m2}$ )  $K_{AD} = 0.4821$

#### Valori della spinta attiva del terreno di monte per metro di estensione del muro

Altezza di calcolo del terreno non immerso  $H_{ld} = 2.850$  m

Altezza di calcolo del terreno immerso  $H_{tw} = 1.400$  m

Le spinte sono espresse in chilonewton e le coordinate in metri.

CMB	$S_{S,X}$	$S_{S,Y}$	$Y_S$	$X_S$	$S_{D,X}$	$S_{D,Y}$	$Y_D$	$X_D$	$S_{T,X}$	$S_{T,Y}$	$Y_T$	$X_T$
1	78.70	10.20	1.235	1.700	-	-	-	-	78.70	10.20	1.235	1.700
2	60.54	7.85	1.235	1.700	-	-	-	-	60.54	7.85	1.235	1.700
3	60.54	7.85	1.235	1.700	6.55	0.80	1.097	1.700	67.09	8.64	1.221	1.700
4	60.54	7.85	1.235	1.700	4.61	0.50	1.024	1.700	65.15	8.34	1.220	1.700
5	60.54	7.85	1.235	1.700	10.07	1.22	1.092	1.700	70.61	9.06	1.214	1.700
6	60.54	7.85	1.235	1.700	7.18	0.77	1.020	1.700	67.72	8.62	1.212	1.700

#### Legenda

$S_{S,X}$ ,  $S_{D,X}$ ,  $S_{T,X}$  componente orizzontale della spinta statica, dinamica, totale del terreno

$S_{S,Y}$ ,  $S_{D,Y}$ ,  $S_{T,Y}$  componente verticale della spinta statica, dinamica, totale del terreno

$Y_S$ ,  $Y_D$ ,  $Y_T$  ordinata del punto di applicazione della spinta statica, dinamica, totale

$X_S$ ,  $X_D$ ,  $X_T$  ascissa del punto di applicazione della spinta statica, dinamica, totale

(le coordinate del punto di applicazione sono riferite al piede di valle della fondazione)

#### Forze d'inerzia per metro di estensione del muro

Combinazioni 3 e 4 ( $\beta_1$ )

Componente orizzontale forza d'inerzia  $F_{I1,X} = 10.58$  kN

Componente verticale forza d'inerzia  $F_{I1,Y} = \pm 5.29$  kN

Combinazioni 5 e 6 ( $\beta_2$ )

Componente orizzontale forza d'inerzia  $F_{I2,X} = 15.86$  kN

Componente verticale forza d'inerzia  $F_{I2,Y} = \pm 7.93$  kN

Ordinata del punto di applicazione della forza  $Y_I = 1.934$  m

Ascissa del punto di applicazione della forza  $X_I = 2.590$  m

## 12.2 VERIFICA A RIBALTAMENTO

Nell'eseguire la verifica si considerano positive le forze verticali dirette verso il basso, le forze orizzontali dirette verso monte e i momenti aventi senso orario: se il momento ribaltante risulta positivo (quindi stabilizzante) viene posto pari a zero. Vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 2, la 5 e la 6.

### Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 6)

Il centro di rotazione coincide con il piede di valle della soletta di fondazione.

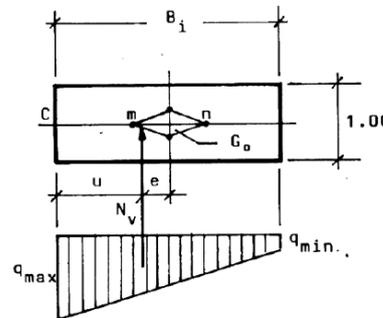
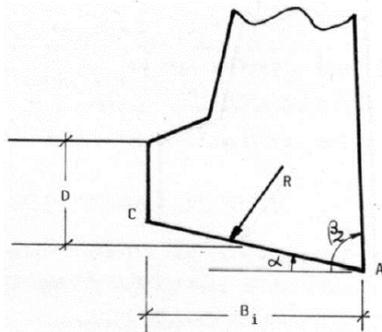
Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN·m]
Peso del muro ( $P_M$ )	90.00	1.850	166.49996
Peso del terreno a monte ( $P_{TM}$ )	184.81	2.950	545.18203
Peso del terreno a valle ( $P_{TV}$ )	9.88	0.650	6.42200
Componente verticale forza d'inerzia ( $F_{i,Y}$ )	-7.93	2.590	-20.54256
<b>Momento stabilizzante (<math>M_{STAB}</math>)</b>			<b>697.56142</b>
Componente orizzontale spinta totale terreno ( $S_{T,X}$ )	-67.72	1.212	-82.07897
Componente verticale spinta totale terreno ( $S_{T,Y}$ )	8.62	1.700	14.64575
Componente orizzontale forza d'inerzia ( $F_{i,X}$ )	-15.86	1.934	-30.68806
Sottospinta idrostatica ( $S_W$ )	-58.80	2.100	-123.47999
<b>Momento ribaltante (<math>M_{RIB}</math>)</b>			<b>-221.60126</b>

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento

$$C_{RIB} = (M_{STAB} / R) / |M_{RIB}| = 3.14782$$

## 12.3 VERIFICA A SCHIACCIAMENTO

La capacità portante limite del terreno sul quale è appoggiata la fondazione del muro viene calcolata con la formula generalizzata di J. BRINCH-HANSEN.



Indicando con:

- $D$  = profondità media del piano di fondazione;
- $C_i$  = coesione dello strato di fondazione;
- $\gamma_i$  = peso specifico dello strato di fondazione;
- $\phi_i$  = angolo d'attrito dello strato di fondazione;
- $q_i$  = carico totale (terra + eventuale sovraccarico permanente) agente sul terreno antistante il muro;
- $B_i$  = larghezza della fondazione;
- $\alpha$  = inclinazione del paramento interno del muro.

La **portanza unitaria limite** è fornita dalla seguente equazione:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_i \bar{B} (N_\gamma S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma) + C_i (N_c S_c d_c i_c b_c g_c) + q_i (N_q S_q d_q i_q b_q g_q)$$

nella quale i termini entro parentesi sono calcolabili come segue:

- a) Larghezza ridotta per l'eccentricità del carico:

$$\bar{B} = B_i - 2e$$

- b) Fattori di capacità portante:

$$N_q = e^{\pi \tan g \varphi_i} \tan g^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_i}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) c t g \varphi_i$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan g \varphi_i$$

- c) Fattori di forma

Per fondazioni rettangolari con  $L > B$  si assume:

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{\bar{B}}{L}$$

$$S_q = 1 + \frac{\bar{B}}{L} \tan g \varphi_i$$

$$S_c = 1 + \frac{N_q \bar{B}}{N_c L}$$

- d) Fattori di profondità

Per  $D \leq B$  si assume:

$$d_q = 1 + 2 \frac{D}{B} \tan g \varphi_i (1 - \sin \varphi_i)^2$$

Per  $D > B$ :

$$d_q = 1 + 2 \tan g \varphi_i (1 - \sin \varphi_i)^2 \tan g^{-1} \left( \frac{D}{B} \right)$$

In entrambi i casi:

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan g \varphi_i}$$

- e) Fattori per l'inclinazione della risultante:

Posto:

$$F_h = (S_{ah} - S_{ph}) \cos \alpha \quad F_v = N_v$$

( $S_{ah}$ ,  $S_{ph}$  sono rispettivamente la componente orizzontale della spinta attiva e passiva), si assume secondo VESIC:

$$m = \frac{2 + \bar{B}/L}{1 + \bar{B}/L}$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{F_h}{F_v + \bar{B}LC_i \tan g\varphi_i} \right]^{m+1} \quad (\text{per } F_v \text{ vedi figura precedente})$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{F_h}{F_v + \bar{B}LC_i \tan g\varphi_i} \right]^m \quad (\text{per } F_v \text{ vedi figura precedente})$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan g\varphi_i}$$

f) Fattori per l'inclinazione della fondazione ( $\alpha > 0$ ):

$$b_q = (1 - \alpha \tan g\varphi_i)^2 \quad \alpha \text{ in radianti}$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_q \tan g\varphi_i}$$

g) Fattori per l'inclinazione del piano di campagna ( $\omega > 0$ ):

$$g_q = (1 - \tan g\omega)^2$$

$$g_\gamma = g_q \quad (\omega \text{ in radianti})$$

$$g_c = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2}$$

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 1)

Descrizione carico (componente ortogonale al piano di fondazione)	Forza [kN]
Peso del muro ( $P_M$ )	117.00
Peso del terreno a monte ( $P_{TM}$ )	240.25
Peso del terreno a valle ( $P_{TV}$ )	12.84
Componente verticale spinta totale terreno ( $S_{T,Y}$ )	10.20
<b>Carico totale ortogonale al piano di fondazione (<math>N_{TOT}</math>)</b>	<b>380.29</b>

Momento rispetto al piede di valle ( $M_{TOT} = M_{STAB} + M_{RIB}$ ) 693.17833 kN•m

Distanza carico dal piede di valle ( $d_N = M_{TOT} / N_{TOT}$ ) 1.823 m

Eccentricità del carico ( $e_N = |L_{f1} / 2 - d_N|$ ) 0.277 m  
(Il punto di applicazione del carico è **interno** al terzo medio)

Compressione all'estremo di valle ( $\sigma_v$ ) 126.41 kN/m<sup>2</sup>

Compressione all'estremo di monte ( $\sigma_m$ ) 54.68 kN/m<sup>2</sup>

Ampiezza della zona compressa ( $B_{comp}$ ) 4.200 m

Compressione limite ( $\sigma_L$ ) 181.73 kN/m<sup>2</sup>

**Coefficiente di sicurezza allo schiacciamento**

$$C_{SCH} = (\sigma_L / R) / \sigma_{max} = 1.02686$$

## 12.4 VERIFICA A SCORRIMENTO

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4. Il coefficiente di attrito per il terreno di fondazione è  $f_t = \tan(\varphi_f) / \gamma_\varphi = 0.34433$ .

### Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 4)

Descrizione carico	Forza ortogonale [kN]	Forza tangenziale [kN]
Peso del muro ( $P_M$ )	90.00	0.00
Peso del terreno a monte ( $P_{TM}$ )	184.81	0.00
Peso del terreno a valle ( $P_{TV}$ )	9.88	0.00
Componente orizzontale forza d'inerzia ( $F_{I,x}$ )	0.00	10.58
Componente verticale forza d'inerzia ( $F_{I,y}$ )	-5.29	0.00
Sottospinta idrostatica ( $S_w$ )	-58.80	-
Componente orizzontale spinta totale terreno ( $S_{T,x}$ )	0.00	65.15
Componente verticale spinta totale terreno ( $S_{T,y}$ )	8.34	0.00
<b>Carico totale (<math>\Sigma_{\perp}</math>, <math>\Sigma_{\parallel}</math>)</b>	<b>228.94</b>	<b>75.73</b>

**Coefficiente di sicurezza allo scorrimento**

$$C_{SCO} = (\Sigma_{\perp} \cdot f_t / R) / \Sigma_{\parallel} = 1.04100$$

## 12.5 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

### Parametri di ricerca della superficie di rottura circolare

Metodo di ricerca	Bishop
Numero di punti di generazione delle superfici	$N_{pg} = 20$
Numero delle superfici generate per punto	$N_{sp} = 200$
Lunghezza dei segmenti generati	$L_s = 1.000$ m
Distanza della zona di generazione delle superfici	$D_{zg} = 4.000$ m
Lunghezza della zona di generazione delle superfici	$L_{zg} = 45.000$ m
Distanza della zona di arrivo della superfici	$D_{za} = 5.000$ m
Lunghezza della zona di arrivo della superfici	$L_{za} = 25.000$ m

### Combinazioni

CMB	Tipo	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G2}$	$\gamma_Q$	$\gamma_{E^*}$	$\gamma_\varphi$	$\gamma_{c'}$	$\gamma_\gamma$	R2
1	DA1-C2	1.00	1.30	1.30	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
2	DA1-C2	1.00	1.30	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
3	DA1-C2	1.00	0.80	1.30	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
4	DA1-C2	1.00	0.80	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
5	SIS	1.00	1.00	0.60	+1.00	1.00	1.00	1.00	1.20
6	SIS	1.00	1.00	0.60	-1.00	1.00	1.00	1.00	1.20

\* Il segno di  $\gamma_E$  indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo ↓ e negativo ↑.

### Caratteristiche geometriche superficie di rottura (Combinazione 1)

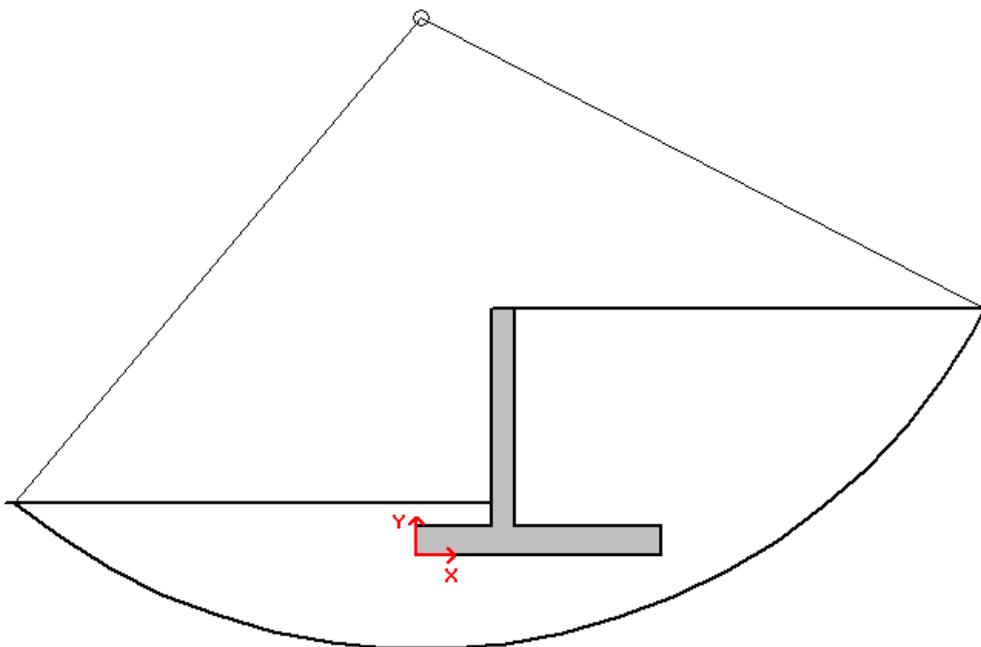
Il sistema di riferimento coincide con il piede di valle della fondazione: l'asse delle ascisse è orizzontale diretto

verso monte e l'asse delle ordinate è verticale diretto verso l'alto.

Ascissa centro	$X_{CS} = 0.084$ m
Ordinata centro	$Y_{CS} = 9.244$ m
Raggio	$R_s = 10.862$ m

**Coefficiente di sicurezza alla stabilità globale**

$$C_{SG} = 1.00727$$



## 12.6 VERIFICA DELLE ARMATURE

La verifica viene effettuata considerando lo stato limite ultimo, pertanto, si eseguono i seguenti controlli:

- Verifica N/M: si visualizza il valore del rapporto  $S_d/S_u$  ottenuto con incremento proporzionale delle sollecitazioni ( $S_d$  = sollecitazione di progetto derivante da N e M,  $S_u$  = sollecitazione ultima);
- Verifica (25): si visualizza il valore del rapporto  $N_d/N_u$ , dove  $N_u$  viene ottenuto con riduzione del 25% di  $f_{cd}$  ( $N_d$  = sollecitazione normale di progetto,  $N_u$  = sollecitazione normale ultima).

Entrambi i valori dei rapporti devono essere minori o uguali a 1 affinché la verifica sia superata.

Si riporta inoltre il valore del rapporto tra posizione dell'asse neutro e altezza utile della sezione (rapporto  $x/d$ ) alla rottura della sezione (per sola flessione).

Le sollecitazioni riportate si riferiscono ad un tratto di muro di estensione 1 m.

### Mensola in elevazione

Le quote delle sezioni sono riferite allo spiccatto di fondazione.

#### Sezione 1 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	$A_f$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_f'$ [cm <sup>2</sup> ]
2.500	100.0	40.0	(1 Ø 16 / 40 cm) 5.03	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05

Condizioni più gravose (Combinazione 4)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
12.26	7.18	3.56626

Rapporto  $x/d = 0.10547$

<b>Verifica N/M</b>	<b><math>S_d/S_u = 0.02244</math></b>
<b>Verifica (25)</b>	<b><math>N_d/N_u = 0.00228</math></b>

#### Sezione 2 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	$A_f$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_f'$ [cm <sup>2</sup> ]
1.250	100.0	40.0	(1 Ø 16 / 40 cm) 5.03	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05

Condizioni più gravose (Combinazione 3)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
25.48	23.81	22.14460

Rapporto  $x/d = 0.10547$

<b>Verifica N/M</b>	<b><math>S_d/S_u = 0.25721</math></b>
<b>Verifica (25)</b>	<b><math>N_d/N_u = 0.00473</math></b>

**Sezione 3 (verificata)**

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	$A_r$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_r'$ [cm <sup>2</sup> ]
0.000	100.0	40.0	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05

Condizioni più gravose (Combinazione 3)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
38.22	56.89	69.42389

Rapporto  $x/d = 0.13225$

**Verifica N/M**                       **$S_d/S_u = 0.47822$**   
**Verifica (25)**                       **$N_d/N_u = 0.00684$**

**Sezione d'incastro mensola di fondazione a valle (verificata)**

Caratteristiche

$L_{\text{mensola}}$ [m]	B [cm]	H [cm]	$A_r$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_r'$ [cm <sup>2</sup> ]
1.500	100.0	50.0	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05

Condizioni più gravose (Combinazione 1)

Compressione terreno estremo di valle	$\sigma_v =$	126.41 kN/m <sup>2</sup>		
Compressione terreno all'incastro	$\sigma_i =$	100.79 kN/m <sup>2</sup>		
Lunghezza zona compressa	$L_c =$	1.500 m		
Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN•m]	
Forza di compressione terreno	-170.40	0.778	-132.60491	
Peso della mensola	21.12	0.850	17.95624	
Peso del terreno	12.84	0.850	10.91740	
Sforzo di taglio [kN]	Momento flettente [kN•m]			
136.43	103.73127			

Rapporto  $x/d = 0.11122$

**Verifica N/M**                       **$S_d/S_u = 0.60988$**

**Sezione d'incastro mensola di fondazione a monte (verificata)**

Caratteristiche

$L_{\text{mensola}}$ [m]	B [cm]	H [cm]	$A_r$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_r'$ [cm <sup>2</sup> ]
2.700	100.0	50.0	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05

Condizioni più gravose (Combinazione 1)

Compressione terreno estremo di monte	$\sigma_m =$	54.68 kN/m <sup>2</sup>		
Compressione terreno all'incastro	$\sigma_i =$	100.79 kN/m <sup>2</sup>		
Lunghezza zona compressa	$L_c =$	2.700 m		
Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN•m]	
Forza di compressione terreno	-209.89	1.217	-255.34193	
Peso della mensola	40.62	1.450	58.90622	
Peso del terreno	240.25	1.450	348.36204	
Sforzo di taglio [kN]	Momento flettente [kN•m]			
-70.98	-151.92633			

Rapporto  $x/d = 0.11122$

**Verifica N/M**                       **$S_d/S_u = 0.89324$**

## 12.7 VERIFICA SLE FESSURAZIONE

Si effettuano le verifiche di fessurazione con la classe di esposizione XC2 come riportato al § 4.1. Lo stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali.

- $w_1 = 0.2$  mm
- $w_2 = 0.3$  mm
- $w_3 = 0.4$  mm

lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione. Tale verifica viene effettuata per le combinazioni quasi permanenti e frequenti secondo le indicazioni contenute nelle NTC 2018. Per l'opera in esame si considerano:

- condizioni ambientali: **ordinarie**;
- classe di esposizione: **XC2**;
- sensibilità armatura alla corrosione: **poco sensibili**.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	$w_k$	Poco sensibile Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Pertanto dalla Tab.4.1.IV (NTC 2018) si ottiene:

- combinazione frequente → aperture fessure  $< w_3 = 0.4$  mm;
- combinazione quasi permanente → aperture fessure  $< w_2 = 0.3$  mm.

**PARAMENTO VERTICALE:**

Momento flettente (M): 46.28 kNm

Il paramento verticale del muro viene armato con  $\phi 16/20\text{cm}$  lato monte e con  $\phi 16/20\text{cm}$  lato valle nella sezione di verifica.

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b>M<sub>Ed,q.p.</sub></b>	<b>46,28 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	83,74 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	153,59 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,0 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_T$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{o,eff}$	105,419634 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{o,eff}$	105419,634 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,00954 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6,00 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000097 [-] 0,000461 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	16,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	455,23 [mm] 455,23 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>W<sub>k</sub></b>	<b>0,2097 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>W<sub>max</sub></b>	<b>0,3 [mm]</b>

Figura 12-1: verifica fessurazione combinazione quasi permanente paramento verticale.

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b>M<sub>Ed,freq.</sub></b>	<b>46,28 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	83,74 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	153,59 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,0 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_T$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{o,eff}$	105,419634 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{o,eff}$	105419,634 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,00954 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6,00 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000097 [-] 0,000461 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	16,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	455,23 [mm] 455,23 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>W<sub>k</sub></b>	<b>0,2097 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>W<sub>max</sub></b>	<b>0,4 [mm]</b>

Figura 12-2: verifica fessurazione combinazione frequente paramento verticale.

**Le verifiche risultano soddisfatte.**

**MENSOLA DI FONDAZIONE:**

Momento flettente (M): 100.00 kNm

La mensola di fondazione viene armata con con  $\phi 16/20\text{cm}$  superiormente e con  $\phi 16/20\text{cm}$  inferiormente.

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	$M_{Ed,q.p.}$	<b>100</b> [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	103,84 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	211,29 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,0 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{o,eff}$	132,052399 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{o,eff}$	132052,399 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,00914 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6,00 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000358 [-] 0,000634 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	16,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	467,74 [mm] 467,74 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	$w_k$	<b>0,2965</b> [mm]
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	$w_{max}$	<b>0,3</b> [mm]

Figura 12-3: verifica fessurazione combinazione quasi permanente paramento verticale.

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	$M_{Ed,freq.}$	<b>100</b> [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	103,84 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	211,29 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,0 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{o,eff}$	132,052399 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{o,eff}$	132052,399 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,00914 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6,00 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000358 [-] 0,000634 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	16,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	467,74 [mm] 467,74 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	$w_k$	<b>0,2965</b> [mm]
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	$w_{max}$	<b>0,4</b> [mm]

Figura 12-4: verifica fessurazione combinazione frequente paramento verticale.

**Le verifiche risultano soddisfatte.**

## 13 VERIFICHE DI SICUREZZA MURO LATO DESTRO

### 13.1 VERIFICHE DI STABILITÀ DELL'OPERA

#### Coefficienti di spinta del terreno di monte

Terreno in condizioni statiche (Coulomb)

Spinta attiva strato non immerso  $K_{AS} = 0.2973$

Spinta attiva strato immerso  $K_{AS} = 0.3333$

Terreno in condizioni dinamiche (Mononobe-Okabe)

Componente verticale dell'azione sismica agente verso l'alto

Spinta attiva strato non immerso (coefficiente  $\beta_{m1}$ )  $K_{AD} = 0.3223$

Spinta attiva strato immerso (coefficiente  $\beta_{m1}$ )  $K_{AD} = 0.3777$

Spinta attiva strato non immerso (coefficiente  $\beta_{m2}$ )  $K_{AD} = 0.4047$

Spinta attiva strato immerso (coefficiente  $\beta_{m2}$ )  $K_{AD} = 0.4870$

Componente verticale dell'azione sismica agente verso il basso

Spinta attiva strato non immerso (coefficiente  $\beta_{m1}$ )  $K_{AD} = 0.3214$

Spinta attiva strato immerso (coefficiente  $\beta_{m1}$ )  $K_{AD} = 0.3759$

Spinta attiva strato non immerso (coefficiente  $\beta_{m2}$ )  $K_{AD} = 0.4020$

Spinta attiva strato immerso (coefficiente  $\beta_{m2}$ )  $K_{AD} = 0.4821$

#### Valori della spinta attiva del terreno di monte per metro di estensione del muro

Altezza di calcolo del terreno non immerso  $H_{ld} = 2.150$  m

Altezza di calcolo del terreno immerso  $H_{tw} = 0.600$  m

Le spinte sono espresse in chilonewton e le coordinate in metri.

CMB	$S_{S,X}$	$S_{S,Y}$	$Y_S$	$X_S$	$S_{D,X}$	$S_{D,Y}$	$Y_D$	$X_D$	$S_{T,X}$	$S_{T,Y}$	$Y_T$	$X_T$
1	29.84	5.81	0.832	1.100	-	-	-	-	29.84	5.81	0.832	1.100
2	22.96	4.47	0.832	1.100	-	-	-	-	22.96	4.47	0.832	1.100
3	22.96	4.47	0.832	1.100	2.58	0.45	0.741	1.100	25.53	4.92	0.823	1.100
4	22.96	4.47	0.832	1.100	1.77	0.28	0.691	1.100	24.72	4.75	0.822	1.100
5	22.96	4.47	0.832	1.100	3.95	0.69	0.738	1.100	26.91	5.16	0.819	1.100
6	22.96	4.47	0.832	1.100	2.75	0.44	0.688	1.100	25.70	4.90	0.817	1.100

#### Legenda

$S_{S,X}$ ,  $S_{D,X}$ ,  $S_{T,X}$  componente orizzontale della spinta statica, dinamica, totale del terreno

$S_{S,Y}$ ,  $S_{D,Y}$ ,  $S_{T,Y}$  componente verticale della spinta statica, dinamica, totale del terreno

$Y_S$ ,  $Y_D$ ,  $Y_T$  ordinata del punto di applicazione della spinta statica, dinamica, totale

$X_S$ ,  $X_D$ ,  $X_T$  ascissa del punto di applicazione della spinta statica, dinamica, totale

(le coordinate del punto di applicazione sono riferite al piede di valle della fondazione)

#### Forze d'inerzia per metro di estensione del muro

Combinazioni 3 e 4 ( $\beta_1$ )

Componente orizzontale forza d'inerzia  $F_{I1,X} = 3.65$  kN

Componente verticale forza d'inerzia  $F_{I1,Y} = \pm 1.83$  kN

Combinazioni 5 e 6 ( $\beta_2$ )

Componente orizzontale forza d'inerzia  $F_{I2,X} = 5.48$  kN

Componente verticale forza d'inerzia  $F_{I2,Y} = \pm 2.74$  kN

Ordinata del punto di applicazione della forza  $Y_I = 1.234$  m

Ascissa del punto di applicazione della forza  $X_I = 1.427$  m

### 13.2 VERIFICA A RIBALTAMENTO

Nell'eseguire la verifica si considerano positive le forze verticali dirette verso il basso, le forze orizzontali dirette verso monte e i momenti aventi senso orario: se il momento ribaltante risulta positivo (quindi stabilizzante) viene posto pari a zero. Vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 2, la 5 e la 6.

#### Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 6)

Il centro di rotazione coincide con il piede di valle della soletta di fondazione.

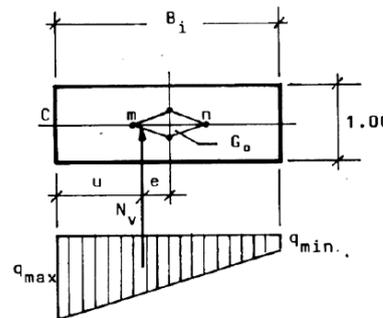
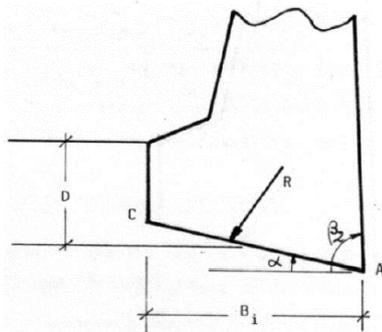
Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN·m]
Peso del muro ( $P_M$ )	40.63	1.063	43.19375
Peso del terreno a monte ( $P_{TM}$ )	54.29	1.700	92.29775
Peso del terreno a valle ( $P_{TV}$ )	5.32	0.400	2.12800
Componente verticale forza d'inerzia ( $F_{i,y}$ )	-2.74	1.427	-3.91094
<b>Momento stabilizzante (<math>M_{STAB}</math>)</b>			<b>133.70857</b>
Componente orizzontale spinta totale terreno ( $S_{T,x}$ )	-25.70	0.817	-20.99987
Componente verticale spinta totale terreno ( $S_{T,y}$ )	4.90	1.100	5.39315
Componente orizzontale forza d'inerzia ( $F_{i,x}$ )	-5.48	1.234	-6.76038
Sottospinta idrostatica ( $S_w$ )	-13.80	1.150	-15.87000
<b>Momento ribaltante (<math>M_{RIB}</math>)</b>			<b>-38.23710</b>

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento

$$C_{RIB} = (M_{STAB} / R) / |M_{RIB}| = 3.49683$$

### 13.3 VERIFICA A SCHIACCIAMENTO

La capacità portante limite del terreno sul quale è appoggiata la fondazione del muro viene calcolata con la formula generalizzata di J. BRINCH-HANSEN.



Indicando con:

- $D$  = profondità media del piano di fondazione;
- $C_i$  = coesione dello strato di fondazione;
- $\gamma_i$  = peso specifico dello strato di fondazione;
- $\phi_i$  = angolo d'attrito dello strato di fondazione;
- $q_i$  = carico totale (terra + eventuale sovraccarico permanente) agente sul terreno antistante il muro;
- $B_i$  = larghezza della fondazione;
- $\alpha$  = inclinazione del paramento interno del muro.

La **portanza unitaria limite** è fornita dalla seguente equazione:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_i \bar{B} (N_\gamma S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma) + C_i (N_c S_c d_c i_c b_c g_c) + q_i (N_q S_q d_q i_q b_q g_q)$$

nella quale i termini entro parentesi sono calcolabili come segue:

h) Larghezza ridotta per l'eccentricità del carico:

$$\bar{B} = B_i - 2e$$

i) Fattori di capacità portante:

$$N_q = e^{\pi \tan g \varphi_i} \tan g^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_i}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) c \tan g \varphi_i$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan g \varphi_i$$

j) Fattori di forma

Per fondazioni rettangolari con  $L > B$  si assume:

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{\bar{B}}{L}$$

$$S_q = 1 + \frac{\bar{B}}{L} \tan g \varphi_i$$

$$S_c = 1 + \frac{N_q \bar{B}}{N_c L}$$

k) Fattori di profondità

Per  $D \leq B$  si assume:

$$d_q = 1 + 2 \frac{D}{B} \tan g \varphi_i (1 - \sin \varphi_i)^2$$

Per  $D > B$ :

$$d_q = 1 + 2 \tan g \varphi_i (1 - \sin \varphi_i)^2 \tan g^{-1} \left( \frac{D}{B} \right)$$

In entrambi i casi:

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan g \varphi_i}$$

l) Fattori per l'inclinazione della risultante:

Posto:

$$F_h = (S_{ah} - S_{ph}) \cos \alpha \quad F_v = N_v$$

( $S_{ah}$ ,  $S_{ph}$  sono rispettivamente la componente orizzontale della spinta attiva e passiva), si assume secondo VESIC:

$$m = \frac{2 + \bar{B}/L}{1 + \bar{B}/L}$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{F_h}{F_v + \bar{B}LC_i \tan g\varphi_i} \right]^{m+1} \quad (\text{per } F_v \text{ vedi figura precedente})$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{F_h}{F_v + \bar{B}LC_i \tan g\varphi_i} \right]^m \quad (\text{per } F_v \text{ vedi figura precedente})$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan g\varphi_i}$$

m) Fattori per l'inclinazione della fondazione ( $\alpha > 0$ ):

$$b_q = (1 - \alpha \tan g\varphi_i)^2 \quad \alpha \text{ in radianti}$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_q \tan g\varphi_i}$$

n) Fattori per l'inclinazione del piano di campagna ( $\omega > 0$ ):

$$g_q = (1 - \tan g\omega)^2$$

$$g_\gamma = g_q \quad (\omega \text{ in radianti})$$

$$g_c = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2}$$

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 1)

Descrizione carico (componente ortogonale al piano di fondazione)	Forza [kN]
Peso del muro ( $P_M$ )	52.81
Peso del terreno a monte ( $P_{TM}$ )	70.58
Peso del terreno a valle ( $P_{TV}$ )	6.92
Componente verticale spinta totale terreno ( $S_{T,Y}$ )	5.81
<b>Carico totale ortogonale al piano di fondazione (<math>N_{TOT}</math>)</b>	<b>136.11</b>

Momento rispetto al piede di valle ( $M_{TOT} = M_{STAB} + M_{RIB}$ ) 139.81888 kN•m

Distanza carico dal piede di valle ( $d_N = M_{TOT} / N_{TOT}$ ) 1.027 m

Eccentricità del carico ( $e_N = |L_{f1} / 2 - d_N|$ ) 0.123 m  
(Il punto di applicazione del carico è **interno** al terzo medio)

Compressione all'estremo di valle ( $\sigma_v$ ) 78.14 kN/m<sup>2</sup>

Compressione all'estremo di monte ( $\sigma_m$ ) 40.22 kN/m<sup>2</sup>

Ampiezza della zona compressa ( $B_{comp}$ ) 2.300 m

Compressione limite ( $\sigma_L$ ) 113.17 kN/m<sup>2</sup>

**Coefficiente di sicurezza allo schiacciamento**

$$C_{SCH} = (\sigma_L / R) / \sigma_{max} = 1.03459$$

### 13.4 VERIFICA A SCORRIMENTO

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4. Il coefficiente di attrito per il terreno di fondazione è  $f_t = \tan(\varphi_f) / \gamma_\varphi = 0.34433$ .

#### Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 4)

Descrizione carico	Forza ortogonale [kN]	Forza tangenziale [kN]
Peso del muro ( $P_M$ )	40.63	0.00
Peso del terreno a monte ( $P_{TM}$ )	54.29	0.00
Peso del terreno a valle ( $P_{TV}$ )	5.32	0.00
Componente orizzontale forza d'inerzia ( $F_{I,x}$ )	0.00	3.65
Componente verticale forza d'inerzia ( $F_{I,y}$ )	-1.83	0.00
Sottospinta idrostatica ( $S_w$ )	-13.80	-
Componente orizzontale spinta totale terreno ( $S_{T,x}$ )	0.00	24.72
Componente verticale spinta totale terreno ( $S_{T,y}$ )	4.75	0.00
<b>Carico totale (<math>\Sigma_\perp, \Sigma_\parallel</math>)</b>	<b>89.36</b>	<b>28.38</b>

**Coefficiente di sicurezza allo scorrimento**

$$C_{SCO} = (\Sigma_\perp \cdot f_t / R) / \Sigma_\parallel = 1.08434$$

### 13.5 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

#### Parametri di ricerca della superficie di rottura circolare

Metodo di ricerca	Bishop
Numero di punti di generazione delle superfici	$N_{pg} = 20$
Numero delle superfici generate per punto	$N_{sp} = 100$
Lunghezza dei segmenti generati	$L_s = 1.000 \text{ m}$
Distanza della zona di generazione delle superfici	$D_{zg} = 2.000 \text{ m}$
Lunghezza della zona di generazione delle superfici	$L_{zg} = 8.000 \text{ m}$
Distanza della zona di arrivo della superfici	$D_{za} = 2.000 \text{ m}$
Lunghezza della zona di arrivo della superfici	$L_{za} = 17.000 \text{ m}$

#### Combinazioni

CMB	Tipo	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G2}$	$\gamma_Q$	$\gamma_{E^*}$	$\gamma_\varphi$	$\gamma_{c'}$	$\gamma_\gamma$	R2
1	DA1-C2	1.00	1.30	1.30	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
2	DA1-C2	1.00	1.30	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
3	DA1-C2	1.00	0.80	1.30	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
4	DA1-C2	1.00	0.80	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
5	SIS	1.00	1.00	0.60	+1.00	1.00	1.00	1.00	1.20
6	SIS	1.00	1.00	0.60	-1.00	1.00	1.00	1.00	1.20

\* Il segno di  $\gamma_E$  indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo ↓ e negativo ↑.

#### Caratteristiche geometriche superficie di rottura (Combinazione 1)

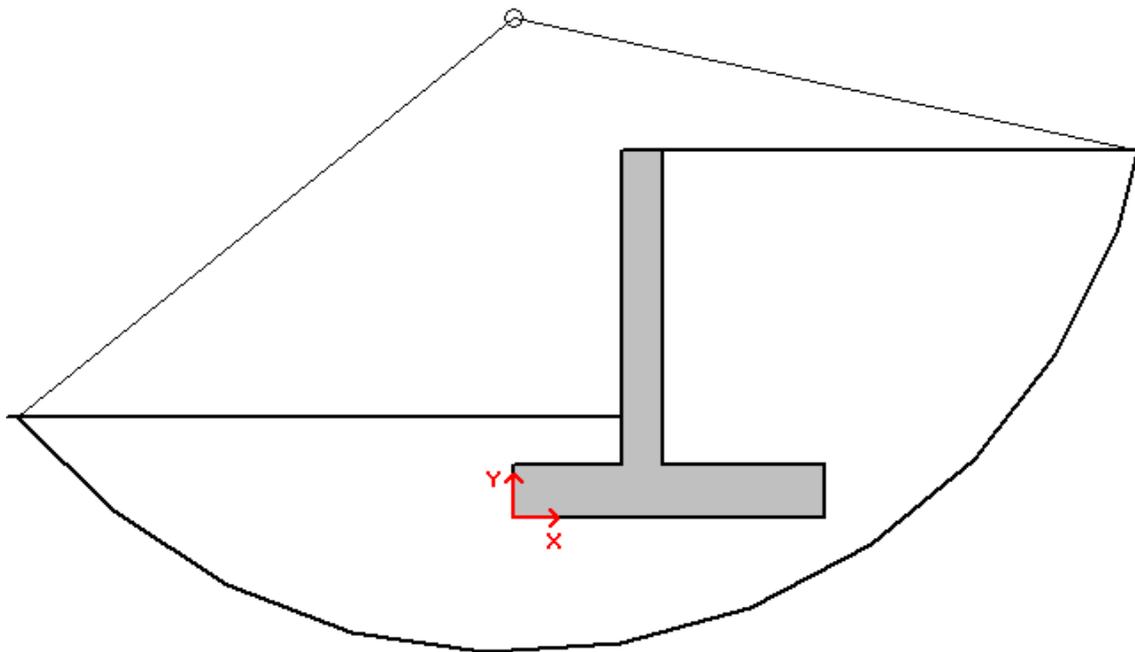
Il sistema di riferimento coincide con il piede di valle della fondazione: l'asse delle ascisse è orizzontale diretto

verso monte e l'asse delle ordinate è verticale diretto verso l'alto.

Ascissa centro	$X_{CS} = -0.008 \text{ m}$
Ordinata centro	$Y_{CS} = 3.734 \text{ m}$
Raggio	$R_s = 4.731 \text{ m}$

**Coefficiente di sicurezza alla stabilità globale**

$$C_{SG} = 1.06545$$



### 13.6 VERIFICA DELLE ARMATURE

La verifica viene effettuata considerando lo stato limite ultimo, pertanto, si eseguono i seguenti controlli:

- Verifica N/M: si visualizza il valore del rapporto  $S_d/S_u$  ottenuto con incremento proporzionale delle sollecitazioni ( $S_d$  = sollecitazione di progetto derivante da N e M,  $S_u$  = sollecitazione ultima);
- Verifica (25): si visualizza il valore del rapporto  $N_d/N_u$ , dove  $N_u$  viene ottenuto con riduzione del 25% di  $f_{cd}$  ( $N_d$  = sollecitazione normale di progetto,  $N_u$  = sollecitazione normale ultima).

Entrambi i valori dei rapporti devono essere minori o uguali a 1 affinché la verifica sia superata.

Si riporta inoltre il valore del rapporto tra posizione dell'asse neutro e altezza utile della sezione (rapporto  $x/d$ ) alla rottura della sezione (per sola flessione).

Le sollecitazioni riportate si riferiscono ad un tratto di muro di estensione 1 m.

#### Mensola in elevazione

Le quote delle sezioni sono riferite allo spiccatto di fondazione.

##### Sezione 1 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	$A_f$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_f'$ [cm <sup>2</sup> ]
1.567	100.0	30.0	(1 Ø 16 / 40 cm) 5.03	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05

Condizioni più gravose (Combinazione 3)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
5.99	2.71	0.82626

Rapporto  $x/d = 0.15645$

<b>Verifica N/M</b>	<b><math>S_d/S_u = 0.00499</math></b>
<b>Verifica (25)</b>	<b><math>N_d/N_u = 0.00182</math></b>

##### Sezione 2 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	$A_f$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_f'$ [cm <sup>2</sup> ]
0.783	100.0	30.0	(1 Ø 16 / 40 cm) 5.03	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05

Condizioni più gravose (Combinazione 3)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
11.98	9.00	5.17897

Rapporto  $x/d = 0.15645$

<b>Verifica N/M</b>	<b><math>S_d/S_u = 0.07669</math></b>
<b>Verifica (25)</b>	<b><math>N_d/N_u = 0.00364</math></b>

**Sezione 3 (verificata)**

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	Ar [cm <sup>2</sup> ]	Ar' [cm <sup>2</sup> ]
0.000	100.0	30.0	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05

Condizioni più gravose (Combinazione 3)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
17.96	19.71	15.93141

Rapporto x/d = 0.19160

**Verifica N/M**                      **S<sub>d</sub>/S<sub>u</sub> = 0.15280**  
**Verifica (25)**                      **N<sub>d</sub>/N<sub>u</sub> = 0.00515**

**Sezione d'incastro mensola di fondazione a valle (verificata)**

Caratteristiche

L <sub>mensola</sub> [m]	B [cm]	H [cm]	Ar [cm <sup>2</sup> ]	Ar' [cm <sup>2</sup> ]
0.950	100.0	40.0	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05

Condizioni più gravose (Combinazione 1)

Compressione terreno estremo di valle	σ <sub>v</sub> =	78.14 kN/m <sup>2</sup>		
Compressione terreno all'incastro	σ <sub>i</sub> =	62.48 kN/m <sup>2</sup>		
Lunghezza zona compressa	L <sub>c</sub> =	0.950 m		
Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN•m]	
Forza di compressione terreno	-66.79	0.493	-32.90335	
Peso della mensola	10.40	0.550	5.72000	
Peso del terreno	6.92	0.550	3.80380	
Sforzo di taglio [kN]	Momento flettente [kN•m]			
49.47	23.37955			

Rapporto x/d = 0.14788

**Verifica N/M**                      **S<sub>d</sub>/S<sub>u</sub> = 0.18000**

**Sezione d'incastro mensola di fondazione a monte (verificata)**

Caratteristiche

L <sub>mensola</sub> [m]	B [cm]	H [cm]	Ar [cm <sup>2</sup> ]	Ar' [cm <sup>2</sup> ]
1.350	100.0	40.0	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05

Condizioni più gravose (Combinazione 1)

Compressione terreno estremo di monte	σ <sub>m</sub> =	40.22 kN/m <sup>2</sup>		
Compressione terreno all'incastro	σ <sub>i</sub> =	62.48 kN/m <sup>2</sup>		
Lunghezza zona compressa	L <sub>c</sub> =	1.350 m		
Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN•m]	
Forza di compressione terreno	-69.32	0.626	-43.41372	
Peso della mensola	15.60	0.750	11.70000	
Peso del terreno	70.58	0.750	52.93548	
Sforzo di taglio [kN]	Momento flettente [kN•m]			
-16.86	-21.22176			

Rapporto x/d = 0.14788

**Verifica N/M**                      **S<sub>d</sub>/S<sub>u</sub> = 0.16339**

### 13.7 VERIFICA SLE FESSURAZIONE

#### PARAMENTO VERTICALE:

Momento flettente (M): 10.62 kNm

Il paramento verticale del muro viene armato con  $\phi 16/20$ cm lato monte e con  $\phi 16/20$ cm lato valle nella sezione di verifica.

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b><math>M_{Ed,q.p.}</math></b>	<b>10,62 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	69,63 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	51,06 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,0 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_1$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	76,7908888 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	76790,8888 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01309 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6,00 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000243 [-] 0,000153 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	16,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	377,77 [mm] 377,77 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,0579 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0,3 [mm]</b>

Figura 13-1: verifica fessurazione combinazione quasi permanente paramento verticale.

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b><math>M_{Ed,freq.}</math></b>	<b>10,62 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	69,63 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	51,06 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,0 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_1$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	76,7908888 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	76790,8888 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01309 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6,00 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000243 [-] 0,000153 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	16,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	377,77 [mm] 377,77 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0,0579 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0,4 [mm]</b>

Figura 13-2: verifica fessurazione combinazione frequente paramento verticale.

**Le verifiche risultano soddisfatte.**

**MENSOLA DI FONDAZIONE:**

Momento flettente (M): 15.58 kNm

La mensola di fondazione viene armata con con  $\phi 16/20\text{cm}$  superiormente e con  $\phi 16/20\text{cm}$  inferiormente.

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b>M<sub>Ed,q.p.</sub></b>	<b>15,58 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	83,74 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	51,70 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,0 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	105,419634 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	105419,634 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,00954 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6,00 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000412 [-] 0,000155 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	16,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	455,23 [mm] 455,23 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0,0704 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0,3 [mm]</b>

Figura 13-3: verifica fessurazione combinazione quasi permanente paramento verticale.

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b>M<sub>Ed,freq.</sub></b>	<b>15,58 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	83,74 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	51,70 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,0 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	105,419634 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	105419,634 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,00954 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6,00 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000412 [-] 0,000155 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	16,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0,5 [-]
	$k_3$	3,4 [-]
	$k_4$	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	455,23 [mm] 455,23 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0,0704 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0,4 [mm]</b>

Figura 13-4: verifica fessurazione combinazione frequente paramento verticale.

**Le verifiche risultano soddisfatte.**