

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA

PROGETTO DEFINITIVO

VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI - OLBIA

VARIANTE DI BONORVA-TORRALBA

OPERE DI SOSTEGNO

Muri di contenimento rilevato viabilità secondaria NI02 – Relazione di calcolo

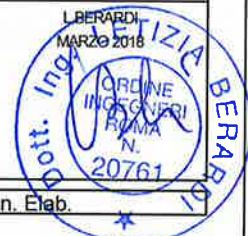
SCALA:

-

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

RR0H 04 D 13 CL OC0000 003 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.BIANCHI	15 MARZO 2018	M.VILLANI	15 MARZO 2018	T.PAOLETTI	15 MARZO 2018	L.BERARDI MARZO 2018



File: RR0H04D13CLOC0000003A.doc

n. Elab. *

INDICE

INDICE	2
1. PREMESSA	5
1.1 DESCRIZIONE DEL MURO.....	5
2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	7
2.1 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
3. MATERIALI	8
3.1 ACCIAIO PER ARMATURA STRUTTURE IN C.A.....	8
3.2 CALCESTRUZZO.....	8
3.2.1 CALCESTRUZZO MAGRO E GETTO DI LIVELLAMENTO.....	8
3.2.2 CALCESTRUZZO MURO DI SOSTEGNO.....	8
4. INQUADRAMENTO GEOTECNICO	9
5. SISMICITÀ	10
6. DESCRIZIONE DELL'OPERA	11
7. CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE	12
7.1 ANALISI DEI CARICHI E DELLE AZIONI SUL MURO.....	12
7.1.1 PESO PROPRIO DEL MURO (WEIGHT_WALL).....	12
7.1.2 PESO DEL TERRENO A MONTE (WEIGHT_EARTH).....	12
7.1.3 SPINTA DEL TERRENO A MONTE (ACTIVE PRESSURE).....	12
7.1.1 PESO DEL BALLAST (BALLAST).....	13
7.1.2 INCREMENTO DI SPINTA DEL TERRENO DOVUTA AL BALLAST (BALLAST).....	13
7.1.3 SOVRACCARICO ACCIDENTALE LM71.....	13
7.1.4 INCREMENTO DI SPINTA DEL TERRENO DOVUTO AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE LM71 (S_{LM71}).....	14
7.1.5 AZIONI SISMICHE.....	15

Muri di contenimento rilevato viabilità secondaria
NI02 – Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13 CL	OC 00 00 003	A	3 di 72

7.1.5.1	SPINTA DEL TERRENO IN PRESENZA DI SISMA	16
7.2	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	18
7.3	VERIFICHE DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	19
7.3.1	STATI LIMITE ULTIMI DI TIPO GEOTECNICO (GEO).....	21
7.3.1	CAPACITÀ PORTANTE	21
7.3.1.1	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE	21
7.3.1.1.1	PRESSIONE DI CONTATTO DI PROGETTO.....	22
7.3.1.2	CAPACITÀ PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE (MATERIALI GRANULARI).....	23
7.3.2	VERIFICA A SCORRIMENTO	25
7.3.3	VERIFICA DELL'ECCELTICITÀ DELLA FONDAZIONE	26
7.3.4	STATI LIMITE ULTIMI DI TIPO STRUTTURALE (STR)	26
7.4	VERIFICHE DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	26
8.	VERIFICHE DELL'OPERA DI SOSTEGNO	28
8.1	DEFINIZIONE GEOMETRICA	28
8.2	SEZIONE TIPOLOGICA DI VERIFICA A-A	28
8.2.1	VERIFICHE DI TIPO GEOTECNICO (GEO) E DI CORPO RIGIDO (EQU).....	29
8.2.1.1	COMBINAZIONE STATICA.....	29
8.2.1.2	COMBINAZIONE SISMICA.....	32
8.2.1.1	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.....	36
8.2.2	VERIFICHE DI TIPO STRUTTURALE (STR).....	37
8.2.2.1	VERIFICA STRUTTURALE DEL PARAMENTO.....	37
8.2.2.1.1	VERIFICHE IN CONDIZIONI SLU	40
8.2.2.1.2	VERIFICHE IN CONDIZIONI SLE.....	42
8.2.2.2	VERIFICA STRUTTURALE DELLA FONDAZIONE	43
8.2.2.2.1	VERIFICHE IN CONDIZIONI SLU	46

**Muri di contenimento rilevato viabilità secondaria
NI02 – Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13 CL	OC 00 00 003	A	4 di 72

8.2.2.2.1	VERIFICHE IN CONDIZIONI SLE.....	48
8.2.2.3	ARMATURA MINIMA IN DIREZIONE LONGITUDINALE.....	49
8.2.2.4	SCHEMA DELLE ARMATURE ED INCIDENZA	50
8.3	SEZIONE TIPOLOGICA DI VERIFICA B-B	51
8.3.1	VERIFICHE DI TIPO GEOTECNICO (GEO) E DI CORPO RIGIDO (EQU).....	51
8.3.1.1	COMBINAZIONE STATICA.....	51
8.3.1.2	COMBINAZIONE SISMICA.....	55
8.3.1.3	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.....	58
8.3.2	VERIFICHE DI TIPO STRUTTURALE (STR).....	59
8.3.2.1	VERIFICA STRUTTURALE DEL PARAMENTO.....	59
8.3.2.1.1	VERIFICHE IN CONDIZIONI SLU	62
8.3.2.1.2	VERIFICHE IN CONDIZIONI SLE.....	64
8.3.2.2	VERIFICA STRUTTURALE DELLA FONDAZIONE	65
8.3.2.2.1	VERIFICHE IN CONDIZIONI SLU	68
8.3.2.2.2	VERIFICHE IN CONDIZIONI SLE.....	70
8.3.2.3	ARMATURA MINIMA IN DIREZIONE LONGITUDINALE.....	71
8.3.2.4	SCHEMA DELLE ARMATURE ED INCIDENZA	71

1. PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento del muro di sostegno situato circa alla pk 3+850 dell’asse ferroviario, lungo la viabilità NV02 (NI02) nell’ambito del progetto definitivo della tratta ferroviaria Bonorva per la velocizzazione della linea San Gavino – Sassari – Olbia.

La funzione del muro è quella di contenere il rilevato della viabilità secondaria NI02.

1.1 DESCRIZIONE DEL MURO

Il muro in cemento armato a presidio del rilevato ferroviario presenta le seguenti caratteristiche:

- Il paramento murario è di altezza variabile: il muro si sviluppa in altezza da un minimo di 2.40m fino ad un massimo 4.80m;
- La pendenza del paramento murario lato esterno per tutto lo sviluppo del muro è pari a 1:10;
- La fondazione è caratterizzata da spessore costante pari a 0.50m, larghezza pari 3.20m nella sezione tipo 1 e larghezza pari a 2.90 nella sezione tipo 2 (Figura 1.1 e Figura 1.3).
- Il muro di sostegno in esame è caratterizzato dal taglione, di dimensioni costanti pari a 0.40m x 0.40m.

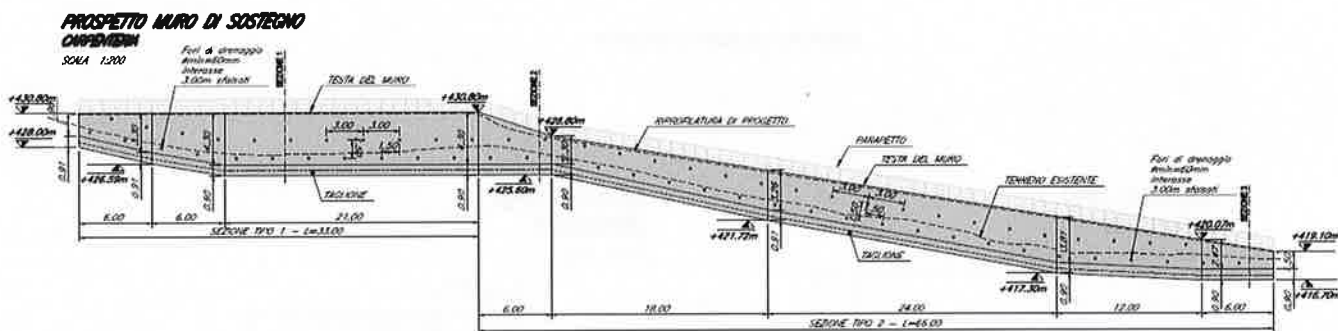


FIGURA 1.1: PROFILO LONGITUDINALE

**Muri di contenimento rilevato viabilità secondaria
NI02 – Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13 CL	OC 00 00 003	A	6 di 72

**PIANTA MURO DI SOSTEGNO
CARPENTERIA**

SCALA 1:200

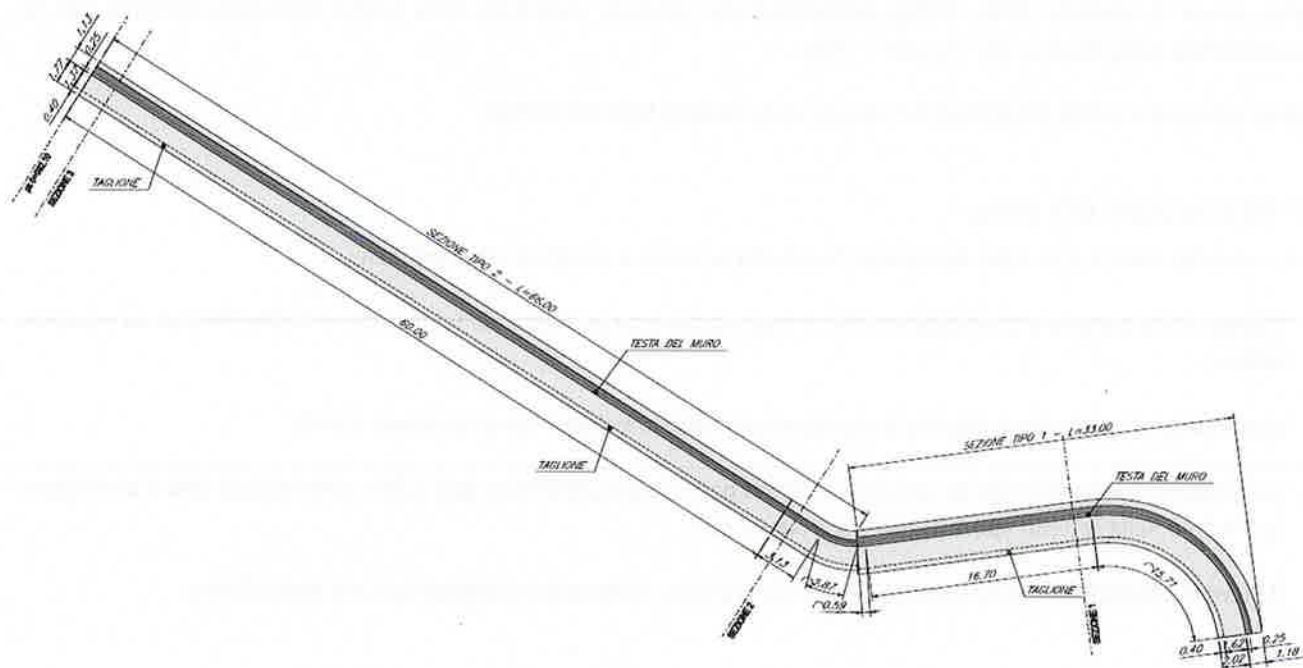
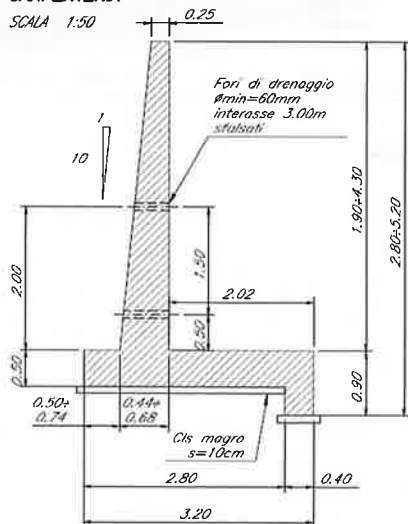


FIGURA 1.2: VISTA IN PIANTA

**SEZIONE TIPO 1
CARPENTERIA**

SCALA 1:50



**SEZIONE TIPO 2
CARPENTERIA**

SCALA 1:50

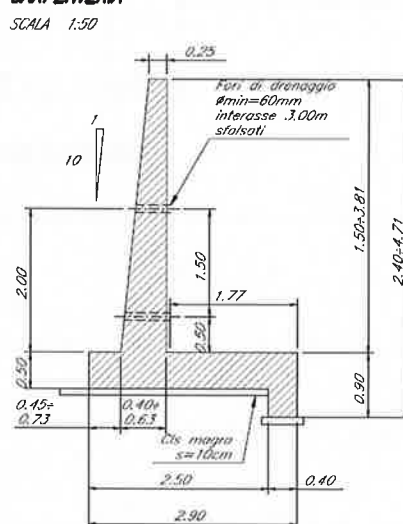


FIGURA 1.3: SEZIONI TIPOLOGICHE DI VERIFICA

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le prescrizioni contenute nelle seguenti normative:

- Rif. 1 - Decreto Ministeriale del 14/01/2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04/02/2008, Supplemento Ordinario n.30;
- Rif. 2 - Circolare 01/02/2009, n.617 - Istruzione per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008;
- Rif. 3 - DM 06/05/2008 - "Integrazione al DM 14/01/2008 di approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni";
- Rif. 4 - RFI DTC SI MA IFS 001 A - "Manuale di progettazione delle opere civili" ;
- Rif. 5 - RFI DTC SI SP IFS 001 A - "Capitolato generale tecnico d'appalto delle opere civili";
- Rif. 6 - UNI EN 1992-1-1: EUROCODICE 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- Rif. 7 - UNI EN 1991-2:2003/AC:2010: EUROCODICE 1 – Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.

2.1 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- Rif. 8 RR0H04D13RBOC0001001A - Relazione geotecnica generale di linea delle opere all'aperto;
- Rif. 9 RR0H04D13F6OC0001001A - Profilo geotecnico di linea - Tav 1 di 4;
- Rif. 10 RR0H04D13F6OC0001002A - Profilo geotecnico di linea - Tav 2 di 4;
- Rif. 11 RR0H04D13F6OC0001003A - Profilo geotecnico di linea - Tav 3 di 4;
- Rif. 12 RR0H04D13F6OC0001004A - Profilo geotecnico di linea - Tav 4 di 4;
- Rif. 13 RR0H04D13BZOC0000003A - Muro di contenimento rilevato viabilità secondaria NI02 - Pianta, Profilo e Sezioni;
- Rif. 14 RR0H04D13TTOC0000001A - Tabella materiali e Note generali.

3. MATERIALI

In riferimento alla tabella materiali di cui al Rif. 14, si riportano nel seguito le principali caratteristiche meccaniche assunte nei calcoli (rif. punti 4.1.2.1.1, 11.2.10 e 11.3.2 delle NTC08).

3.1 ACCIAIO PER ARMATURA STRUTTURE IN C.A.

Barre ad aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

- tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
- allungamento caratteristico: $\geq 7.5 \%$
- rapporto tensione di rottura/ tensione di snervamento: $1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

3.2 CALCESTRUZZO

3.2.1 CALCESTRUZZO MAGRO E GETTO DI LIVELLAMENTO

- Classe di resistenza: C12/15
- classe di esposizione: X0

3.2.2 CALCESTRUZZO MURO DI SOSTEGNO

- Classe di resistenza: C30/37
- classe di consistenza: S3 - S4
- classe di esposizione: XC3
- dimensione massima dell'inerte: $D_{max} = 25 \text{ mm}$
- copriferro minimo: $c_{f,min} \geq 40 \text{ mm}$

4. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Sulla base delle indagini disponibili è stato ricostruito l'assetto stratigrafico lungo tutto il tracciato che evidenzia la presenza di rocce del tipo Ignimbriti e Piroclastiti. Superficialmente affiorano le formazioni rocciose e localmente sono presenti depositi e coltri di alterazione delle formazioni rocciose.

Nell'ambito delle formazioni rocciose sulla base dei sondaggi e delle prove sismiche si è individuata una fascia superficiale di roccia alterata, di spessore variabile tra 3 e 13 metri circa avente caratteristiche meccaniche complessivamente inferiori rispetto alle porzioni più profonde della formazione rocciosa. Questa fascia superficiale corrispondente alla parte alta (alt) delle formazioni rocciose di substrato e sono individuata con le sigle:

In accordo con quanto riportato nella Relazione Geotecnica (Rif. 8), l'opera di sostegno, oggetto del presente studio, ricade all'interno della tratta 5 della variante Bonorva-Torralba. La stratigrafia e i parametri geotecnici di riferimento sono riportati nella seguente tabella.

TABELLA 4.1: CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Tratta	Progressive		Indagine di riferimento	Unità	RQD [%]	Parametri per caratterizzazione con Criterio di Hook & Brown					Caratterizzazione ($\sigma_3=0.15\text{MPa}$ per la formazione superficiale) ($\sigma_3=0.60\text{MPa}$ per la formazione profonda)			
	da	a				GSI [%]	σ_{cl} [MPa]	m_i [-]	D [-]	Ei [MPa]	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E_m [MPa]
5	3+850	4+500	S8	b	-	10	3	19	0.5	-	19	36	4	60
				IGR alt	83	67	16.2	12.6	0.5	2580	19	57	230	997
				IGR	98	83	18.9	10.2	0.5	7960	19.5	51	980	4900

Le coltri e i depositi di versante hanno spessori modesti per cui la fondazione del muro è prevista sul terreno litoide ed eventuali terreni sciolti di superficie andranno rimossi ed eventualmente sostituiti con calcestruzzo magro. Ai fini del dimensionamento del muro si assume prudenzialmente per il terreno di fondazione una coesione ridotta rispetto a quella che caratterizza l'unità stratigrafica e pari a 100kPa. Per il rilevato ferroviario si assumono i parametri della tabella seguente.

TABELLA 4.2: PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI RILEVATO FERROVIARIO

UNITÀ DI RIFERIMENTO	PARAMETRI GEOTECNICI			
	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	δ [°]
RILEVATO FERROVIARIO	20	38	0	25

La falda è profonda e non interagisce con l'opera.

5. SISMICITÀ

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione al periodo di riferimento V_R che è ricavato, per ciascun tipo di opera, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U .

Pertanto $V_R = 75 \times 1.0 = 75$ anni.

L'opera in esame è collocata in Sardegna.

L'azione sismica è valutata in accordo alle NTC2008 di cui al Rif. 1 assumendo in generale:

- Vita nominale: $V_N = 75$ anni
- Classe d'uso: II
- Coefficiente d'uso: $C_U = 1.0$
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \times C_U = 75$ anni
- Categoria di suolo: A
- Categoria topografica: T1
- Stato limite da considerarsi: SLV
- Tempo di ritorno: $T_R = 712$ anni

Il calcolo dei parametri sismici relativi alla Sardegna può essere condotto in accordo con l'allegato A e B delle NTC 2008, Tabella 2 di cui al Rif. 1. Il calcolo dei parametri sismici, per il tempo di ritorno di 712 anni, è ottenuto per interpolazione dei parametri relativi ai tempi di ritorno 475 anni e 975 anni, sulla base della relazione 2 nell'allegato A del Rif. 1.

Calcolo a_g Sardegna

$T_R = 712$ anni Tempo di ritorno

$a_g = 0.0556$ g

$F_0 = 2.94$ g

$T_R = 475$ anni Tempo di ritorno di riferimento 1

$a_g = 0.0500$ g

$F_0 = 2.88$ -

$T_R = 975$ anni Tempo di ritorno di riferimento 2

$a_g = 0.0603$ g

$F_0 = 2.98$ -

6. DESCRIZIONE DELL'OPERA

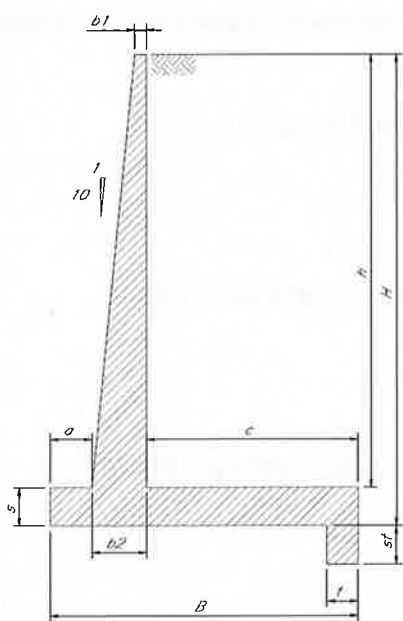
Il muro in cemento armato a presidio del rilevato ferroviario presenta le seguenti caratteristiche:

- Il paramento murario è di altezza variabile: il muro si sviluppa in altezza da un minimo di 2.40m fino ad un massimo 4.80m;
- La pendenza del paramento murario lato esterno per tutto lo sviluppo del muro è pari a 1:10;
- La fondazione è caratterizzata da spessore costante pari a 0.50m, larghezza pari 3.20m nella sezione tipo 1 e larghezza pari a 2.90 nella sezione tipo 2 (Figura 1.1 e Figura 1.3).
- Il muro di sostegno in esame è caratterizzato dal taglione, di dimensioni costanti pari a 0.40m x 0.40m.

Con riferimento agli elaborati di progetto di cui al Rif. 13 si individuano 2 sezioni tipologiche aventi le caratteristiche geometriche riportate nella seguente tabella:

TABELLA 6.1: DIMENSIONI DELLE SEZIONI TIPOLOGICHE

Dim [m]	Sezione tipologica	
	A-A	B-B
H	4.80	4.30
B	3.20	2.90
b1	0.25	0.25
b2	0.68	0.63
a	0.50	0.50
c	2.02	1.77
st	0.40	0.40
h	4.30	3.80
s	0.50	0.50
t	0.40	0.40



 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI -OLBIA VARIANTE DI BONRVA-TORRALBA					
	Muri di contenimento rilevato viabilità secondaria NI02 – Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 04	CODIFICA D13 CL	DOCUMENTO OC 00 00 003	REV. A

7. CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE

7.1 ANALISI DEI CARICHI E DELLE AZIONI SUL MURO

L'opera di sostegno oggetto di studio è stata dimensionata per resistere alle spinte del terreno in fase statica e sismica di cui alla vigente normativa.

Sono stati considerati i seguenti carichi nel calcolo e nella verifica del muro di sostegno:

- Peso proprio del muro;
- Peso del terreno a monte;
- Spinta del terreno a monte;
- Peso del ballast;
- Incremento di spinta del terreno dovuto al ballast;
- Sovraccarico accidentale LM71;
- Incremento di spinta del terreno dovuto al sovraccarico accidentale LM71;
- Azioni sismiche orizzontali e verticali;
- Spinta del terreno in presenza di sisma.

Essendo la falda al di sotto del piano di posa del muro di sostegno non è stata considerata la spinta dell'acqua né in condizioni statiche né tantomeno in condizioni sismiche.

E' stata inoltre trascurata la resistenza passiva antistante la fondazione del muro di sostegno.

7.1.1 PESO PROPRIO DEL MURO (WEIGHT_WALL)

Il peso proprio del muro è stato calcolato considerando un peso per unità di volume pari a $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$.

7.1.2 PESO DEL TERRENO A MONTE (WEIGHT_EARTH)

Il peso proprio del terrapieno è stato calcolato considerando il peso per unità di volume pari a $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$.

7.1.3 SPINTA DEL TERRENO A MONTE (ACTIVE PRESSURE)

La spinta del terreno agente sulla struttura è stata calcolata attraverso la teoria di Coulomb che fornisce il valore del coefficiente di spinta ottenuto mediante le seguenti formule:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

dove:

- α è l'inclinazione del paramento interno del muro rispetto alla verticale ($\alpha=0^\circ$);

- β è l'inclinazione dell'estradosso;
- ϕ' è l'angolo d'attrito del terreno;
- δ è l'angolo d'attrito terreno-struttura (considerato = $2/3 \phi'$).

La pressione attiva del terreno si ottiene quindi come:

$$\sigma_{Ha} = \sigma_v \cdot K_a - 2c' \cdot \sqrt{K_a}$$

e il valore della spinta è la risultante di tale pressione sull'altezza del muro:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \sigma_v \cdot H \cdot K_a - 2c' \cdot H \cdot \sqrt{K_a}$$

7.1.1 PESO DEL BALLAST (BALLAST)

In accordo con quanto riportato nel Rif.4 si assume il peso permanente del ballast, applicato sul terreno a tergo del muro di sostegno, pari a:

$$q_B = 18 \text{ kN/m}^3 \times 0.8\text{m} = 14.4 \text{ kPa}$$

Applicati per una lunghezza pari a 4.50m.

7.1.2 INCREMENTO DI SPINTA DEL TERRENO DOVUTA AL BALLAST (BALLAST)

L'incremento di spinta del terreno sulla struttura dovuto al ballast è stata calcolata attraverso la teoria di Coulomb che fornisce il valore del coefficiente di spinta (Paragrafo 7.1.3).

7.1.3 SOVRACCARICO ACCIDENTALE LM71

In accordo con l'Eurocodice EN 1991-2: 2003, paragrafo 6.3.2, si assume il seguente carico accidentale da traffico.

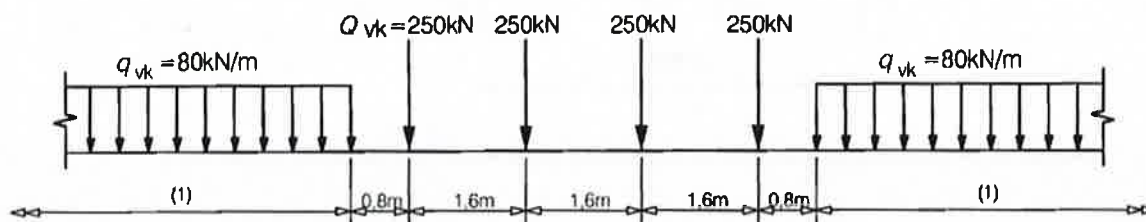


FIGURA 7.1: SOVRACCARICO ACCIDENTALE LM71

Ovvero:

- 4 assi $Q_{vk} = 250$ kN disposti ad interssa di 1.6m;
- Carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

Il carico verticale concentrato equivalente ad un metro lineare, agente sulla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente posta a 0.70m dal piano del ferro), risulta pari a:

$$p = (4 \times 250\text{kN}) / (4 \times 1.60\text{m}) = 156.25 \text{ kPa}$$



FIGURA 7.2: DISTRIBUZIONE LONGITUDINALE LM71

Tale valore caratteristico va amplificato per un coefficiente alfa in funzione del tipo di carico. Per il carico LM71 $\alpha = 1.1$.

Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una lunghezza convenzionale di 2.60m, si ricava il carico agente sulla piattaforma ferroviaria come:

$$q_{LM71} = 1.1 \times (156.25\text{kPa} / 2.60\text{m}) = 66.10 \text{ kPa}$$

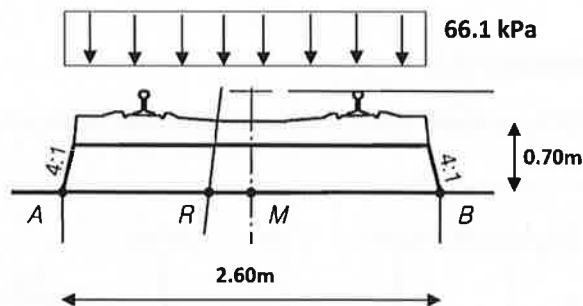


FIGURA 7.3: SOVRACCARICO ACCIDENTALE APPLICATO SUL TERRENO A TERGO DEL MURO DI SOSTEGNO

7.1.4 INCREMENTO DI SPINTA DEL TERRENO DOVUTO AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE LM71 (S_{LM71})

L'incremento di spinta del terreno sulla struttura dovuto al sovraccarico accidentale LM71 è stata calcolata attraverso la teoria di Coulomb che fornisce il valore del coefficiente di spinta (Paragrafo 7.1.3).

7.1.5 AZIONI SISMICHE

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$- k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g};$$

$$- k_v = \pm 0.5 \cdot k_h.$$

dove:

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

β_m = coefficiente riduttivo che dipende dalla categoria di sottosuolo e dal valore di a_g (Tab. 7.11-II NTC).

In assenza di studi specifici della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_t \cdot a_g$$

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t) di cui al § 3.2.3.2 delle NTC;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa al sito su affioramento rigido.

Per la sola verifica di stabilità globale, come indicato al paragrafo 7.11.6.2.2 delle NTC, si dovrà adottare al posto di β_m il valore di β_s che dipende dalla categoria di sottosuolo e dal valore di a_g (Tabella 7.11-I NTC).

Si riassume nella seguente tabella i valori adottati nel calcolo:

TABELLA 7.1: VALORI DEI COEFFICIENTI SISMICI ORIZZONTALI E VERTICALI ADOTTATI NEL CALCOLO PER I MURI IN GRADO DI SUBIRE SPOSTAMENTI RELATIVI RISPETTO AL TERRENO

STATO LIMITE	T_R	a_g	F_0	S_s	S_t	a_{max}	β_m	k_h	+/- k_v
SLV	712	0.0556 g	2.94	1.0	1.0	0.0556 g	0.2	0.01112	0.00556

7.1.5.1 SPINTA DEL TERRENO IN PRESENZA DI SISMA

La forza di calcolo è da considerare come la risultante delle spinte statiche e sismiche del terreno.

La forza totale di progetto agente sulla struttura E_d , è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2$$

dove:

- H è l'altezza del muro;
- γ^* è il peso specifico del terreno;
- K è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico);
- k_v è il coefficiente sismico verticale (definito al par. 7.1.5).

Il coefficiente di spinta del terreno è calcolato mediante la formula di Mononobe-Okabe come segue:

- per stati di spinta attiva:

Per $\beta \leq \varphi'_d - \theta$:

$$K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi'_d - \theta)}{\cos\theta \cdot \text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta_d) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi'_d + \delta_d) \cdot \text{sen}(\varphi'_d - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta_d) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2};$$

Per $\beta > \varphi'_d - \theta$:

$$K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta_d)};$$

- per stati di spinta passiva:

$$K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi'_d - \theta)}{\cos\theta \cdot \text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}\varphi'_d \cdot \text{sen}(\varphi'_d + \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi + \beta) \cdot \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2}.$$

Nelle precedenti equazioni sono state adottate le seguenti simbologie:

φ'_d è il valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio del terreno cioè $\varphi'_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\varphi}{\gamma_{\varphi'}}\right)$;

ψ, β sono gli angoli di inclinazione rispetto all'orizzontale rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terrapieno;

δ_d è il valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro cioè $\delta'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \delta}{\gamma_{\phi'}} \right)$;

θ è l'angolo definito in seguito.

Se si considera il livello di falda al di sotto del muro di sostegno allora:

- $\gamma^* = \gamma$ peso specifico del terreno;

-
$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$
;

Se si considera che il livello di falda sia sopra la quota di imposta della fondazione allora:

- $\gamma^* = \gamma - \gamma_w$;

-
$$\tan \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$
 dove γ_d è il peso specifico del terreno secco.

È possibile quindi calcolare il valore dell'incremento di spinta del terreno dovuta al solo sisma come differenza tra il valore della spinta in presenza di sisma e il valore della spinta del terreno in condizioni statiche:

$$\Delta S_{\text{sis}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 - \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{a,\text{stat}} \cdot H^2$$

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica.

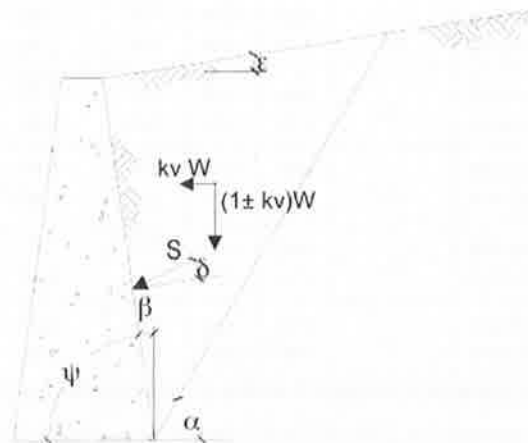


FIGURA 7.4: AZIONI SISMICHE

7.2 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si riportano le combinazioni delle azioni riportate nelle NTC2008 alla quale è possibile fare riferimento per la simbologia adottata:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili; utilizzata nella verifica a Fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

I coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione ψ sono riportati nelle tabelle seguenti.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00	1.00	1.00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30	1.00	1.00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30	1.00	1.00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.45	1.45	1.25	0.20 ⁽⁵⁾	0.20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30	1.00	0.00
Precompressione	favorevole	γ_P	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.00 ⁽⁶⁾	1.00 ⁽⁷⁾	1.00	1.00	1.00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno: altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1.30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1.20 per effetti locali

FIGURA 7.5: COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU, ECCEZIONALI E SISMICA (TABELLA 5.2.V NTC 2008)

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	FWk	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	Tk	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

FIGURA 7.6: COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE Ψ DELLE AZIONI (TABELLA 5.2.VI NTC 2008)

	Azioni	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	⁽¹⁾	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	⁽²⁾ ⁽³⁾	⁽²⁾	⁽²⁾
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti Ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

FIGURA 7.7: ULTERIORI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE Ψ DELLE AZIONI (TABELLA 5.2.VII NTC 2008)

7.3 VERIFICHE DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo. In particolare per i muri di sostegno devono essere effettuate le verifiche con riferimento a cinematismi riconducibili a:

- scorrimento sul piano di posa;
- ribaltamento;
- rottura per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- raggiungimento della resistenza ultima a taglio e flessione negli elementi strutturali.

In tutte le verifiche si deve ottenere che $E_d < R_d$

dove:

$$E_d \text{ è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione: } E_d = E \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right].$$

$$R_d \text{ è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico: } R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right].$$

Quindi l'effetto delle azioni e la resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $[\gamma_F \cdot F_k]$, delle caratteristiche di resistenza di progetto $\left[\frac{X_k}{\gamma_M} \right]$ e della geometria di progetto $[a_d]$.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per la azioni (A), per i parametri geotecnici (M) e per le resistenze (R).

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati in Figura 7.5.

I coefficienti parziali γ_M da applicare al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno sono indicati nella seguente figura che riporta la Tabella 6.2.II delle NTC.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{en}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

I coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze del sistema sono indicati nella seguente figura che riporta la Tabella 6.5.I delle NTC.

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI -OLBIA VARIANTE DI BONRVA-TORRALBA					
	Muri di contenimento rilevato viabilità secondaria NI02 – Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 04	CODIFICA D13 CL	DOCUMENTO OC 00 00 003	REV. A

7.3.1 STATI LIMITE ULTIMI DI TIPO GEOTECNICO (GEO)

Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con le opere (GEO).

Per le verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO) sono stati considerati i seguenti stati limite:

- *scorrimento sul piano di posa;*
- *collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;*
- *stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.*

L'analisi è stata condotta secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M1, i coefficienti globali γ_R sulla resistenza del sistema sono quelli del gruppo R3 e le azioni sono amplificate con i coefficienti del gruppo A1.

Data la presenza del taglione, il coefficiente di sicurezza a scorrimento è determinato calcolando la resistenza del terreno in corrispondenza della superficie che congiunge il bordo a valle della zattera della fondazione con il piede del taglione stesso.

Per le verifiche SLU di equilibrio di corpo rigido è stato considerato lo stato limite a ribaltamento. Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della Figura 7.5 e adoperando i coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

7.3.1 CAPACITÀ PORTANTE

La capacità portante del terreno viene valutata tenendo conto dell'eccentricità e delle componenti tangenziali della risultante delle azioni sulla fondazione, della eventuale inclinazione del terreno a valle della fondazione e della eventuale inclinazione rispetto all'orizzontale del piano di appoggio.

Nel seguito si riportano le verifiche geotecniche della fondazione secondo il **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, con riferimento ai parametri caratteristici del terreno e alle pressioni limite derivanti dalla Caratterizzazione geotecnica al Capitolo 4 della presente relazione. Le verifiche sono svolte considerando l' **Approccio 2 (A1+M1+R3)**. La verifica è stata condotta con il programma Spread footing.

7.3.1.1 VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE

La capacità portante verticale della fondazione è verificata utilizzando la seguente disuguaglianza:

$$\sigma \leq \frac{q_{lim}}{\gamma_R}$$

Dove:

σ è la massima pressione di contatto di progetto all'intradosso della fondazione

q_{lim} è la capacità portante di progetto del suolo di fondazione

γ_R è il coefficiente parziale di sicurezza, che ne caso in oggetto è pari a 2.3 (R3).

7.3.1.1.1 PRESSIONE DI CONTATTO DI PROGETTO

La massima pressione di contatto di progetto all'intradosso della fondazione è calcolata come:

$$\sigma = \frac{V}{A_{eff}}$$

Dove:

V è la massima forza verticale fattorizzata e opportunamente combinata allo stato limite ultimo considerato

A_{eff} è l'area effettiva della fondazione.

Quando si risolve il problema di una fondazione caricata eccentricamente, l'area effettiva della fondazione si ipotizza di forma rettangolare. In questi casi si utilizza una soluzione semplificata. Nel caso in cui vi sia un'eccentricità assiale (momento flettente agente solo in un piano) l'analisi assume una distribuzione uniforme della pressione di contatto σ applicata solo su una porzione della fondazione l_1 .

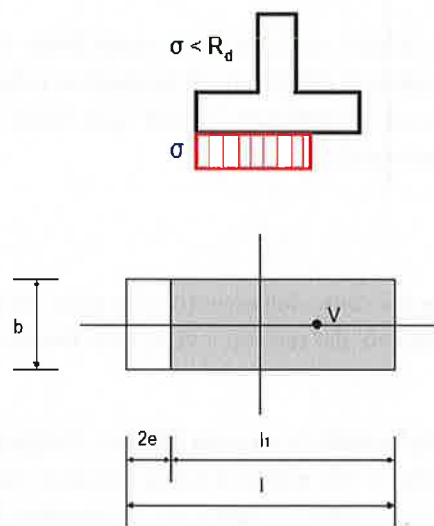


FIGURA 7.8: DETERMINAZIONE DELL'AREA EFFETTIVA NEL CASO DI ECCENTRICITÀ ASSIALE

In questo caso l'area effettiva assume la seguente espressione:

$$A_{eff} = b \cdot l_1 = b \cdot (l - 2e)$$

Se la fondazione è caricata dalla forza verticale V e dai momenti flettenti M_x ed M_y , si ha un carico eccentrico generico. Ovvero, il carico è equivalente ad un'unica forza applicata con le seguenti eccentricità:

$$e_x = \frac{M_x}{V}$$

$$e_y = \frac{M_y}{V}$$

La dimensione dell'area effettiva discende dalla condizione che la forza V debba agire verticalmente:

$$A_{eff} = b_{eff} \cdot l_{eff} = b \cdot (l - 2e_x) \cdot (l - 2e_y)$$

7.3.1.2 CAPACITÀ PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE (MATERIALI GRANULARI)

Il calcolo della capacità portante del suolo di fondazione in condizioni drenate è calcolata secondo la formulazione di Brinch-Hansen. La valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali è stata effettuata con i criteri suggeriti da Terzaghi ed introducendo i più recenti suggerimenti per il calcolo dei coefficienti correttivi per le condizioni di carico eccentrico (metodi di calcolo di Terzaghi, Meyerhof, Hansen, De Beer).

Il valore della pressione limite di contatto sul terreno in condizioni drenate si ottiene mediante la seguente formulazione:

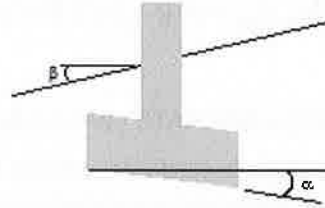
$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

con:

- N_γ, N_c, N_q = fattori di capacità portante,
- s_γ, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione,
- i_γ, i_c, i_q = fattori correttivi che considerano l'inclinazione del carico,
- b_γ, b_c, b_q = fattori correttivi che considerano l'inclinazione della base della fondazione,
- g_γ, g_c, g_q = fattori correttivi che considerano l'inclinazione del piano campagna,
- d_c, d_q, d_γ = fattori che dipendono dalla profondità del piano di posa,
- c' = coesione del suolo,
- $q' = \gamma' \cdot D$ = carico distribuito equivalente che tiene conto l'influenza della profondità della fondazione,
- ϕ' = angolo di resistenza al taglio del suolo
- D = Profondità del piano di posa della fondazione,
- B = Larghezza della fondazione,
- L = Lunghezza della fondazione,
- α = Pendenza del piano di posa della fondazione,
- β = Pendenza del terreno,
- δ = angolo di deviazione della forza risultante rispetto alla direzione verticale.

**Muri di contenimento rilevato viabilità secondaria
NI02 – Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13 CL	OC 00 00 003	A	24 di 72



I coefficienti di Brinch-Hansen adottati dal programma Spread footing sono riportati di seguito:

Fattori di capacità portante:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg(\phi') \quad \text{per } \phi' > 0$$

$$N_c = 2 + \pi \quad \text{per } \phi' = 0$$

$$N_q = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\phi')}$$

$$N_v = 1.5 (N_q - 1) \text{tg}(\phi')$$

Fattori di forma della fondazione:

$$s_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \sin(\phi')$$

$$s_y = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L}$$

Fattori correttivi che considerano l'inclinazione del carico:

$$i_c = i_q = i_v = (1 - \text{tg} \delta)^2$$

Fattori correttivi che considerano l'inclinazione del piano campagna:

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

$$g_q = g_v = (1 - 0.5 \text{tg} \beta)^5$$

Fattori correttivi che considerano l'inclinazione della base della fondazione:

$$b_c = b_q - \frac{(1 - b_q)}{N_c} \cdot \text{tg}(\phi')$$

$$b_q = (1 - \alpha \cdot \text{tg} \phi')^2$$

$$b_y = b_q$$

**Muri di contenimento rilevato viabilità secondaria
NI02 – Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13 CL	OC 00 00 003	A	25 di 72

Fattori che dipendono dalla profondità del piano di posa:

$$d_c = 1 + 0.1 \cdot \sqrt{\frac{D}{B}}$$

$$d_q = 1 + 0.1 \cdot \sqrt{\frac{D}{B} \cdot \sin(2\phi')}$$

$$d_y = 1$$

7.3.2 VERIFICA A SCORRIMENTO

La verifica a scorrimento (capacità portante orizzontale) della fondazione è soddisfatta se risulta:

$$H \leq \frac{R_{dh}}{\gamma_R}$$

Dove:

$$R_{dh} = V \cdot \operatorname{tg}(\psi_d) + a_d \cdot A_{eff} + S_{pd}$$

$$H = \sqrt{H_x^2 + H_y^2}$$

Con il seguente significato dei simboli:

ψ_d = angolo di resistenza al taglio tra fondazione e suolo

a_d = coesione tra fondazione e suolo

A_{eff} = area effettiva della fondazione, descritta al punto 7.3.1.1.1

S_{pd} = resistenza del terreno

H_x H_y = componenti della forza orizzontale

V = massima forza verticale di progetto

γ_R = coefficiente parziale di sicurezza, che in caso in oggetto è pari a 1.1 (R3).

La resistenza del terreno è assunta come mostrata in figura:

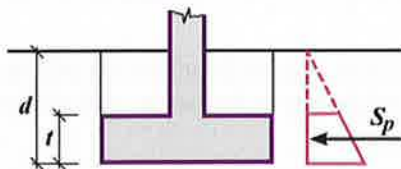


FIGURA 7.9: RESISTENZA DEL TERRENO

La resistenza del terreno S_{pd} è calcolata utilizzando la spinta a riposo. Il coefficiente di spinta a riposo è calcolato come $k_0 = 1 - \sin\phi'$.

7.3.3 VERIFICA DELL'ECCENTRICITÀ DELLA FONDAZIONE

La verifica dell'eccentricità della fondazione è effettuata considerando i seguenti casi:

- Massima eccentricità nella direzione della lunghezza di base: $e_x \leq e_{alw}$
- Massima eccentricità nella direzione della larghezza di base: $e_y \leq e_{alw}$
- Massima eccentricità totale $e_t \leq e_{alw}$

Il valore della massima eccentricità ammissibile e_{alw} è assunta pari ad 1/3.

Il valore dell'eccentricità totale e_t è dato da:

$$e_t = \sqrt{e_x^2 + e_y^2}$$

Dove:

e_x = massima eccentricità nella direzione della lunghezza di base,

e_y = massima eccentricità nella direzione della larghezza di base.

7.3.4 STATI LIMITE ULTIMI DI TIPO STRUTTURALE (STR)

Per le verifiche SLU di tipo strutturale (STR) sono stati considerati i seguenti stati limite:

- *Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.*

La verifica è stata condotta in accordo all' l'Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) 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.

In condizioni sismiche i coefficienti amplificativi delle azioni sono unitari.

7.4 VERIFICHE DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Sono stati analizzati anche gli stati limite di esercizio considerando le combinazioni delle azioni caratteristica, frequente, quasi permanente in accordo a quanto indicato nel § 2.5.3 delle NTC per le seguenti verifiche:

- Verifica di fessurazione delle sezioni in c.a in condizioni ambientali ordinarie (classe di esposizione XC3 – Tabella 4.1.III NTC) per le combinazioni quasi permanente e frequente. Con riferimento al § 4.1.2.2.4.1 si è considerato il valore limite di apertura delle fessure pari a :
 - $w_2=0.3\text{mm}$ per la combinazione quasi permanente;
 - $w_3=0.4\text{mm}$ per la combinazione frequente.

Con riferimento al § C4.1.2.2.4 della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 le verifiche sono state condotte adottando prevalentemente il metodo tabellare che limita il valore della tensione nelle barre d'acciaio in funzione del loro diametro e della loro spaziatura.

- Verifica delle tensioni di esercizio, sono state verificate:

- La tensione massima di compressione del calcestruzzo il paramento del muro nelle condizioni di esercizio secondo le seguenti limitazioni:
 $\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 18.00\text{MPa}$ per la combinazione caratteristica;
 $\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 13.50\text{MPa}$ per la combinazione quasi permanente.
- La tensione massima di compressione del calcestruzzo la fondazione del muro nelle condizioni di esercizio secondo le seguenti limitazioni:
 $\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 18.00\text{MPa}$ per la combinazione caratteristica;
 $\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 13.50\text{MPa}$ per la combinazione quasi permanente.
- Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio:
per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica la tensione massima, σ_s , deve rispettare la limitazione seguente:
 $\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$.

8. VERIFICHE DELL'OPERA DI SOSTEGNO

Le verifiche sono state effettuate con il software di calcolo Cantilever Wall della FNEGE05.

8.1 DEFINIZIONE GEOMETRICA

Tutte le verifiche geotecniche e strutturali sono state condotte per le sezioni tipologiche A-A e B-B (Tabella 6.1). I risultati ottenuti per la sezione A-A sono stati estesi a tutte le sezioni tipo 1, aventi stesse dimensioni della fondazione ma altezza di paramento inferiore e analogamente i risultati ottenuti per la sezione B-B sono stati estesi a tutte le sezioni tipo 2.

8.2 SEZIONE TIPOLOGICA DI VERIFICA A-A

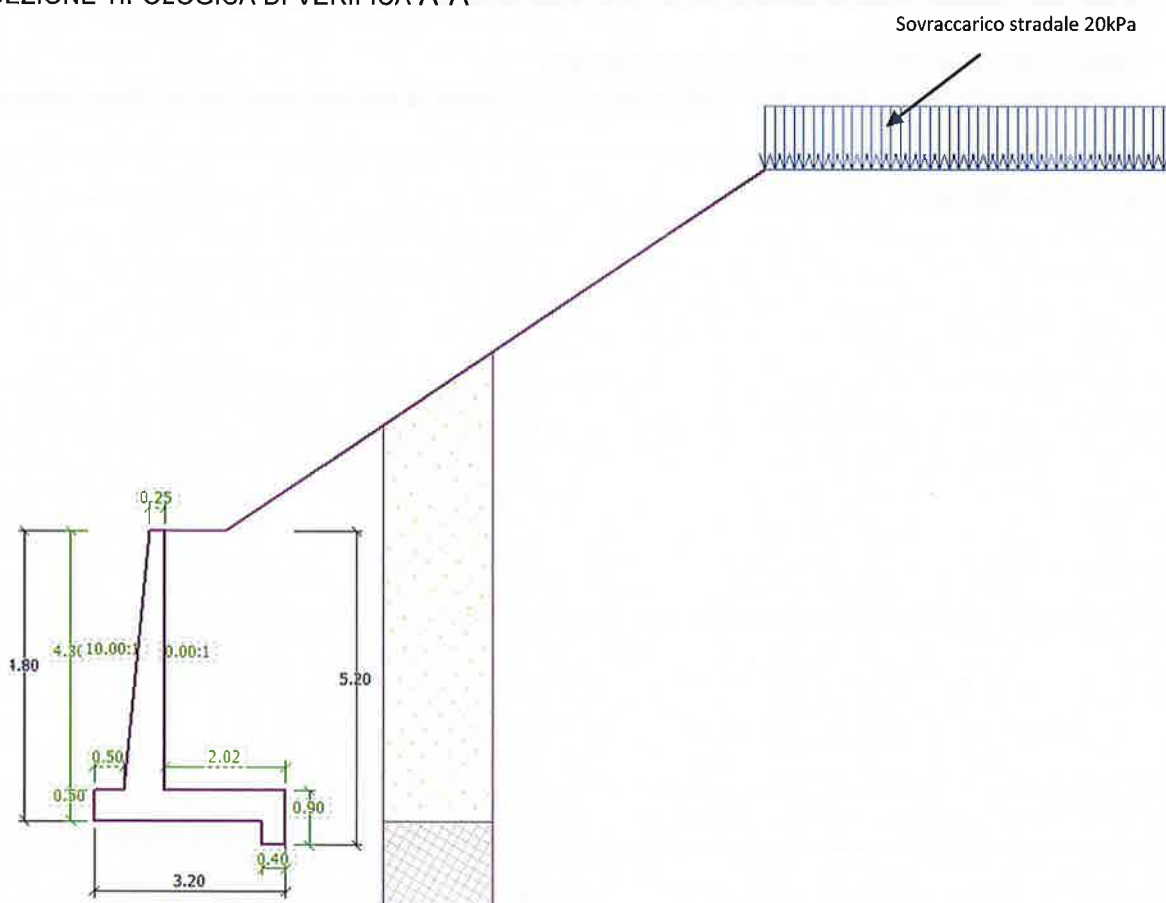


FIGURA 8.1: SEZIONE TIPOLOGICA DI VERIFICA

Basic soil parameters



No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Rilevato ferroviario		38.00	0.00	20.00	10.00	25.00
2	IGR alt		57.00	100.00	19.00	9.00	37.00

FIGURA 8.2: CARATTERISTICHE TERRENO

8.2.1 VERIFICHE DI TIPO GEOTECNICO (GEO) E DI CORPO RIGIDO (EQU)

8.2.1.1 COMBINAZIONE STATICA

Si riportano nel seguito le azioni considerate nel calcolo e nelle verifiche e i risultati delle verifiche.

SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA (GEO) – APPROCCIO 2: A1+M1+R3

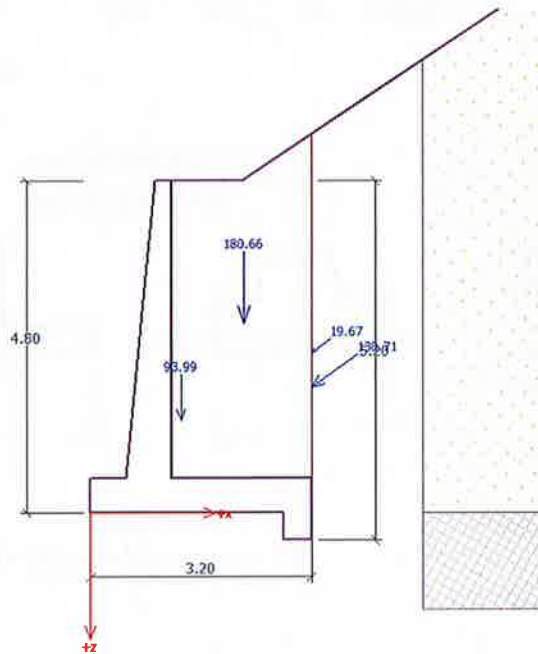
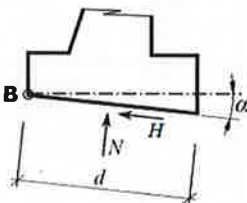
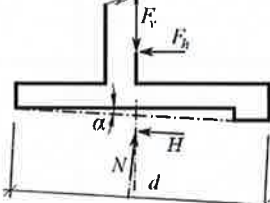


FIGURA 8.3: AZIONI AGENTI SUL MURO DI SOSTEGNO (M1)

<u>Condizioni statiche</u>									
	F_{hor}	App.Pt.	F_{vert}	App.Pt.	Coeff. Sliding		N_{tot}	H_{tot}	
	[kN/m]	z [m]	[kN/m]	x [m]	F	SF	[kN/m]	[kN/m]	
Weight - wall	0	-1.33	93.99	1.3	1.00	1.35	93.99	0.00	
Weight - earth wedge	0	-2.74	180.66	2.22	1.00	1.35	180.66	0.00	
Active pressure	105.88	-1.81	76.65	3.2	1.00	1.35	76.65	142.94	
20 kPa	15.61	-2.31	11.97	3.2	0.00	1.50	0.00	23.42	
							Tot	351.30	166.35
d	3.2 m								
c'	100 kPa								
φ	57 °								
α	8.1 °								
N_v	347.80 kN/m								
N_h	49.50 kN/m								
H_v	23.44 kN/m								
H_h	164.69 kN/m								
H_{res}	891.65 kN/m								
Y_R	1.1								
$H_{res,d}$	810.59 kN/m								
H_{act}	115.19 kN/m								
FS	7.04								

$$N = F_v \cos \alpha + F_h \sin \alpha$$

$$H = F_v \sin \alpha + F_h \cos \alpha$$



$$\frac{[(N \tan \varphi_d + c_d(d - 2e)/\mu) + F_{res}]}{\gamma_s} > H$$

FIGURA 8.4: VERIFICA SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

VERIFICA DI RIBALTAMENTO (EQU) – APPROCCIO EQU+M2

Si riporta di seguito la verifica a ribaltamento:

	F_{hor}	App.Pt.	F_{vert}	App.Pt.	Coeff. Overturning		M_{res}	M_{ovr}	
	[kN/m]	z [m]	[kN/m]	x [m]	F	SF	[kNm/m]	[kNm/m]	
Weight - wall	0.00	-1.33	93.99	1.30	0.90	1.10	109.97	0.00	
Weight - earth wedge	0.00	-2.74	180.66	2.22	0.90	1.10	360.96	0.00	
Active pressure	180.16	-2.03	106.10	3.20	0.90	1.10	305.57	-402.30	
20 kPa	22.23	-2.43	13.74	3.20	0.00	1.50	0.00	-81.03	
							tot	776.49	-483.33
								FS	1.61

FIGURA 8.5: VERIFICA DI RIBALTAMENTO

VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE (GEO) – APPROCCIO 2: A1+M1+R3

Per la verifica di capacità portante si utilizza la formulazione di Brinch-Hansen.

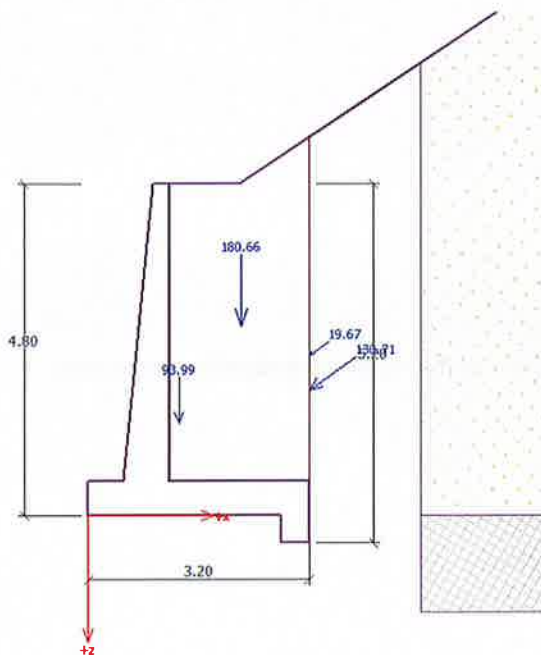


FIGURA 8.6: AZIONI AGENTI SUL MURO DI SOSTEGNO (M1)

Le azioni sollecitanti agenti sulla ciabatta di fondazione sono le seguenti:

Bearing capacity of foundation soil (Stage of construction 1)

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	39.36	509.03	101.93	0.024	165.79

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	26.93	375.52	73.97

Analysis of bearing capacity - partial results

φ_d	=	57.000 °
c_d	=	100.000 kPa
γ_{1brum}	=	0.000 kN/m ³
γ_{2brum}	=	19.000 kN/m ³
b_{ef}	=	3.045 m
N_a	=	1437.956
N_c	=	933.170
N_γ	=	4425.437
s_a	=	1.255

Muri di contenimento rilevato viabilità secondaria
NI02 – Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13 CL	OC 00 00 003	A	32 di 72

s_c	=	1.256
s_y	=	0.909
d_a	=	1.000
d_c	=	1.000
d_y	=	1.000
i_a	=	0.759
i_c	=	0.759
i_y	=	0.650
b_a	=	0.654
b_c	=	0.653
b_y	=	0.654
g_a	=	1.000
g_c	=	1.000
g_y	=	1.000
R_d	=	107535.010 kPa

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

Vertical bearing capacity check

Shape of contact stress : rectangle
Most severe load case No. 1. (LC 1)

Parameters of slip surface below foundation:

Depth of slip surface $z_{sp} = 6.08$ m
Length of slip surface $l_{sp} = 20.03$ m

Design bearing capacity of found.soil $R_d = 46754.35$ kPa
Extreme contact stress $\sigma = 167.15$ kPa

Bearing capacity in the vertical direction is SATISFACTORY FS = R_d/σ **FS > 100**

Verification of load eccentricity

Max. eccentricity in direction of base length $e_x = 0.053 < 0.333$
Max. eccentricity in direction of base width $e_y = 0.000 < 0.333$
Max. overall eccentricity $e_t = 0.053 < 0.333$

Eccentricity of load is SATISFACTORY

Horizontal bearing capacity check

Most severe load case No. 1. (LC 1)
Earth resistance: not considered

Horizontal bearing capacity $R_{dh} = 989.43$ kN
Extreme horizontal force $H = 101.93$ kN

Bearing capacity in the horizontal direction is SATISFACTORY FS = R_d/σ **FS = 9.70**

8.2.1.2 COMBINAZIONE SISMICA

Si riportano nel seguito le azioni di calcolo e i risultati delle verifiche.

SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA (GEO) – APPROCCIO 2: A1+M1+R3

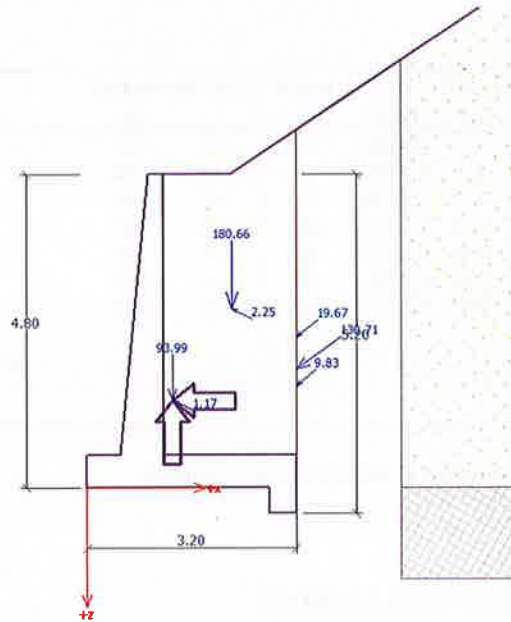
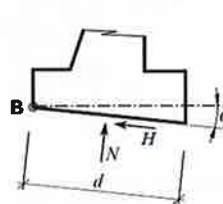
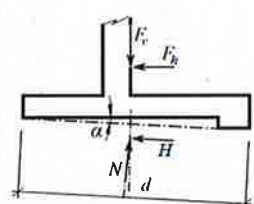


FIGURA 8.7: AZIONI AGENTI SUL MURO DI SOSTEGNO (M1)

Condizioni sismiche		F _{hor}	App.Pt.	F _{vert}	App.Pt.	Coeff. Sliding		N _{tot}	H _{tot}
		[kN/m]	z [m]	[kN/m]	x [m]	F	SF	[kN/m]	[kN/m]
Weight - wall		0	-1.33	93.99	1.3	1.00	1.00	93.99	0.00
Earthq.- constr.		1.04	-1.33	-0.53	1.3	1.00	1.00	-0.53	1.04
Weight - earth wedge		0	-2.74	180.66	2.22	1.00	1.00	180.66	0.00
Earthquake - soil wedge		2.01	-2.74	-1.01	2.22	1.00	1.00	-1.01	2.01
Active pressure		105.88	-1.81	76.65	3.2	1.00	1.00	76.65	105.88
Earthq.- act.pressure		7.79	-1.56	5.99	3.2	1.00	1.00	5.99	7.79
20 kPa		15.61	-2.31	11.97	3.2	0.20	0.20	2.39	3.12
								Tot 358.14	119.84
d		3.2 m							
c'		100 kPa							
φ		57 °							
α		8.1 °							
N _v		354.57 kN/m							
N _h		50.46 kN/m							
H _v		16.89 kN/m							
H _h		118.65 kN/m							
H _{res}		891.99 kN/m							
γ _R		1.1							
H _{res,d}		810.90 kN/m							
H _{act}		68.18 kN/m							
FS		11.89							

		$N = F_v \cos \alpha + F_h \sin \alpha$
		$H = F_v \sin \alpha + F_h \cos \alpha$

$$\frac{[(N \tan \varphi_d + c_d(d - 2e)/\mu) + F_{res}]}{\gamma_s} > H$$

FIGURA 8.8: VERIFICA SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

VERIFICA DI RIBALTAMENTO (EQU) – APPROCCIO EQU+M2

Si riporta di seguito la verifica a ribaltamento:

	F_{hor}	App.Pt.	F_{vert}	App.Pt.	Coeff. Overturning		M_{res}	M_{ovr}
	[kN/m]	z [m]	[kN/m]	x [m]	F	SF	[kNm/m]	[kNm/m]
Weight - wall	0.00	-1.33	93.99	1.30	1.00	1.00	122.19	0.00
Earthq.- constr.	1.04	-1.33	-0.53	1.30	1.00	1.00	-0.69	-1.38
Weight - earth wedge	0.00	-2.74	180.66	2.22	1.00	1.00	401.07	0.00
Earthquake - soil wedge	2.01	-2.74	-1.01	2.22	1.00	1.00	-2.24	-5.51
Active pressure	180.16	-2.03	106.10	3.20	1.00	1.00	339.52	-365.72
Earthq.- act.pressure	54.41	-1.56	33.45	3.20	1.00	1.00	107.04	-84.88
20 kPa	22.23	-2.43	13.74	3.20	0.20	0.20	8.79	-10.80
							tot 975.67	-468.30
							FS	2.08

FIGURA 8.9: VERIFICA DI RIBALTAMENTO

VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE (GEO) – APPROCCIO 2: A1+M1+R3

Per la verifica di capacità portante si utilizza la formulazione di Brinch-Hansen.

Si riportano di seguito le azioni che sollecitano maggiormente la struttura in condizioni sismiche.

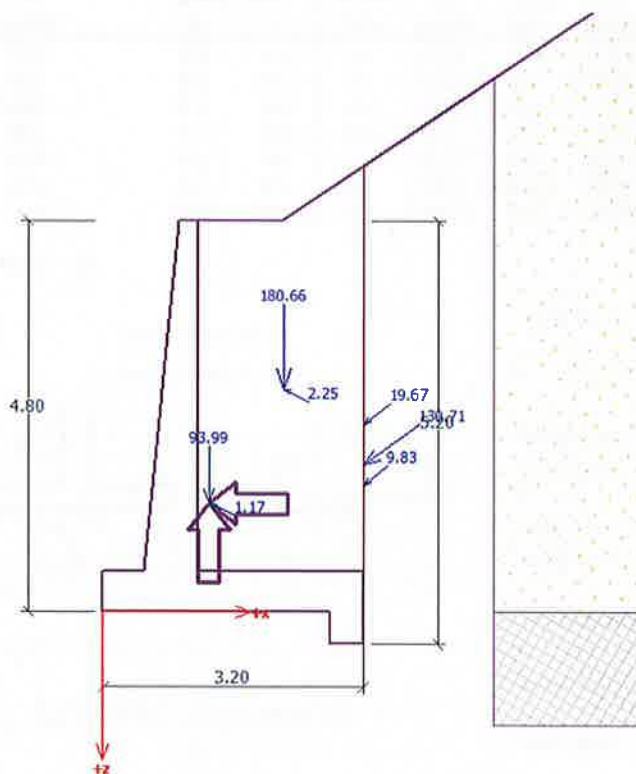


FIGURA 8.10: AZIONI AGENTI SUL MURO DI SOSTEGNO (M1)

**Muri di contenimento rilevato viabilità secondaria
NI02 – Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13 CL	OC 00 00 003	A	35 di 72

Le azioni sollecitanti agenti sulla ciabatta di fondazione sono le seguenti:

Bearing capacity of foundation soil (Stage of construction 2)

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	35.04	378.52	81.26	0.029	124.52

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	35.04	378.52	81.26

Analysis of bearing capacity - partial results

φ_d	=	57.000 °
c_d	=	100.000 kPa
γ_{1brum}	=	0.000 kN/m ³
γ_{2brum}	=	19.000 kN/m ³
b_{ef}	=	3.015 m
N_a	=	1437.956
N_c	=	933.170
N_γ	=	4425.437
s_d	=	1.253
s_c	=	1.253
s_γ	=	0.910
d_a	=	1.000
d_c	=	1.000
d_γ	=	1.000
i_a	=	0.764
i_c	=	0.763
i_γ	=	0.656
b_a	=	0.654
b_c	=	0.653
b_γ	=	0.654
g_a	=	1.000
g_c	=	1.000
g_γ	=	1.000
R_d	=	107698.575 kPa

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

Vertical bearing capacity check

Shape of contact stress : rectangle
Most severe load case No. 1. (LC 1)

Parameters of slip surface below foundation:

Depth of slip surface $z_{sp} = 6.08$ m

Length of slip surface $l_{sp} = 20.03$ m

Design bearing capacity of found.soil $R_d = 107698.57$ kPa

Extreme contact stress $\sigma = 125.55$ kPa

Bearing capacity in the vertical direction is SATISFACTORY

FS = R_d/σ

FS > 100

**Muri di contenimento rilevato viabilità secondaria
NI02 – Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13 CL	OC 00 00 003	A	36 di 72

Verification of load eccentricity

Max. eccentricity in direction of base length $e_x = 0.029 < 0.333$

Max. eccentricity in direction of base width $e_y = 0.000 < 0.333$

Max. overall eccentricity $e_t = 0.029 < 0.333$

Eccentricity of load is SATISFACTORY

Horizontal bearing capacity check

Most severe load case No. 1. (LC 1)

Earth resistance: not considered

Horizontal bearing capacity $R_{dh} = 884.36 \text{ kN}$

Extreme horizontal force $H = 81.26 \text{ kN}$

Bearing capacity in the horizontal direction is SATISFACTORY

$FS = R_d/\sigma$

FS = 10.9

La verifica a capacità portante risulta quindi soddisfatta.

8.2.1.1 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Date le elevate caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione del muro di sostegno, la verifica di stabilità globale risulta implicitamente soddisfatta.

8.2.2 VERIFICHE DI TIPO STRUTTURALE (STR)

Si riportano di seguito le azioni impiegate per il calcolo delle sollecitazioni da adottare per le verifiche strutturali del muro e le sollecitazioni risultanti. Il calcolo è stato eseguito considerando come sezioni di verifica la sezione di base del paramento (SEZ 1) e la sezione di incastro dello sbalzo posteriore della fondazione in corrispondenza del paramento (SEZ 2).

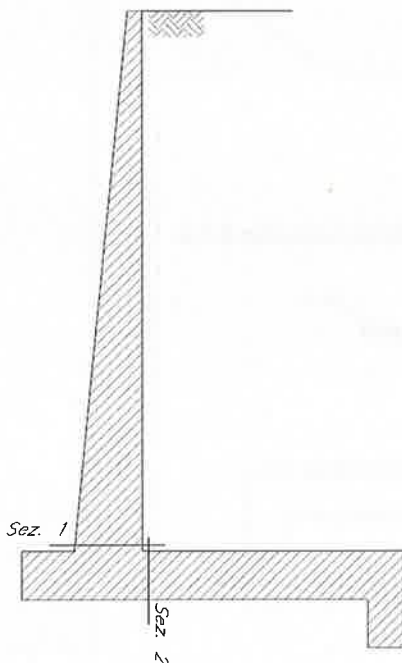


FIGURA 8.11: SEZIONI DI VERIFICA

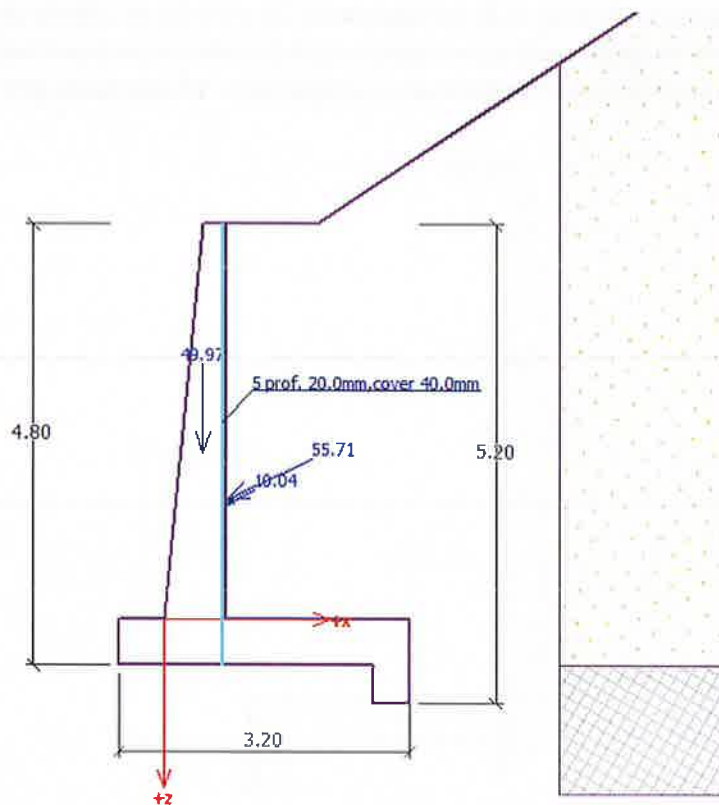
8.2.2.1 VERIFICA STRUTTURALE DEL PARAMENTO

Le verifiche strutturali sono state condotte su una sezione rettangolare di dimensioni $B=1.00\text{m}$ (larghezza unitaria) e $H = 1.42\text{m}$ (spessore del paramento alla base) avente le seguenti armature:

- Lato terra: $\Phi 20/200\text{ mm}$;
- Lato scavo: $\Phi 18/200\text{mm}$;
- Copriferro netto: $40\text{mm} + 12\text{mm}$;
- Armatura di ripartizione esterna $5+5\Phi 12$.

Si riportano di seguito le sollecitazioni in condizioni statiche e in condizioni sismiche in corrispondenza della sezione 1. Per le verifiche strutturali si considera l'involuppo delle sollecitazioni.

SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONI STATICHE



	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	STRUTT SF	$F_{hor,d}$ [kN/m]	$F_{ver,d}$ [kN/m]
Weight - wall	0.00	-1.82	49.97	0.43	1.35	0.00	67.46
Active pressure	-50.49	-1.30	23.54	0.68	1.35	-68.16	31.78
STRADA	-9.10	-1.26	4.24	0.68	1.50	-13.65	6.36

FIGURA 8.12: AZIONI AGENTI SUL PARAMENTO CONDIZIONI STATICHE

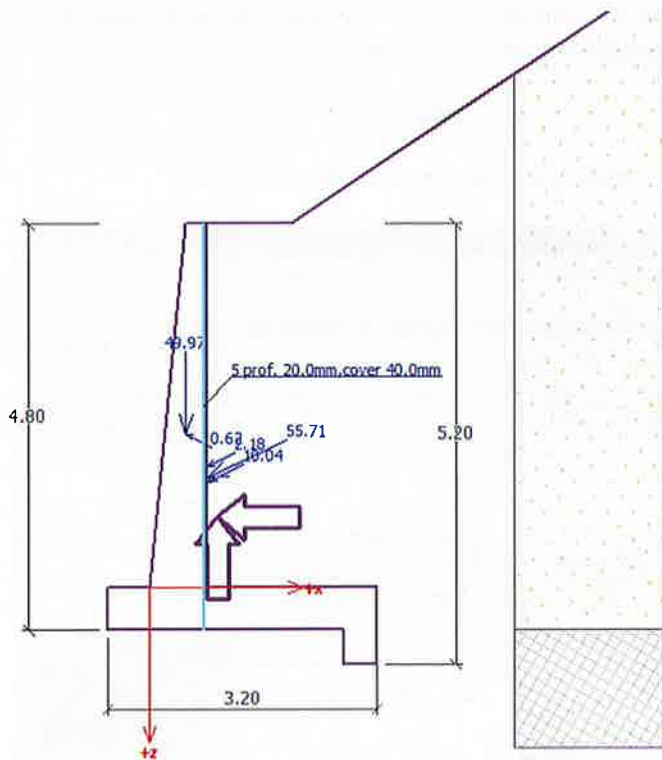
In corrispondenza della sezione 1 si ricavano le seguenti sollecitazioni massime su metro di profondità:

TABELLA 8.1: SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONI STATICHE

COMBINAZIONE	$M_{Ed, max}$ (kNm/m)	V_{Edmax} (kN/m)
Fondamentale	88	82
Caratteristica	63	60
Frequente	61	58
Quasi permanente	53	50

SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE

Si riportano di seguito le azioni che sollecitano maggiormente la struttura in condizioni sismiche.



	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	STRUTT SF	$F_{hor,d}$ [kN/m]	$F_{ver,d}$ [kN/m]
Weight - wall	0.00	-1.82	49.97	0.43	1.00	0.00	49.97
Earthq.- constr.	-0.55	-1.82	-0.28	0.43	1.00	-0.55	-0.28
Active pressure	-50.46	-1.30	23.54	0.68	1.00	-50.46	23.54
Earthq.- act.pressure	-1.98	-1.43	0.91	0.68	1.00	-1.98	0.91
STRADA	-9.10	-1.26	4.24	0.68	0.00	0.00	0.00

FIGURA 8.13: AZIONI AGENTI SUL PARAMENTO CONDIZIONI SISMICHE

In corrispondenza della sezione 1 si ricavano le seguenti sollecitazioni massime considerando un metro di profondità del muro:

TABELLA 8.2: SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE

COMBINAZIONE	$M_{Ed, max}$ (kNm/m)	V_{Edmax} (kN/m)
Sismica (+ kv)	65	60
Sismica (- kv)	65	60

8.2.2.1.1 VERIFICHE IN CONDIZIONI SLU

VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE (SLU)

La verifica a flessione è stata effettuata controllando che la sollecitazione di calcolo M_{Ed} dovuta alle varie combinazioni di carico SLU/SLV sia inferiore al momento resistente ultimo della sezione M_{Rd} :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Il calcolo del momento resistente è stato effettuato impiegando il software "VcaSLU":

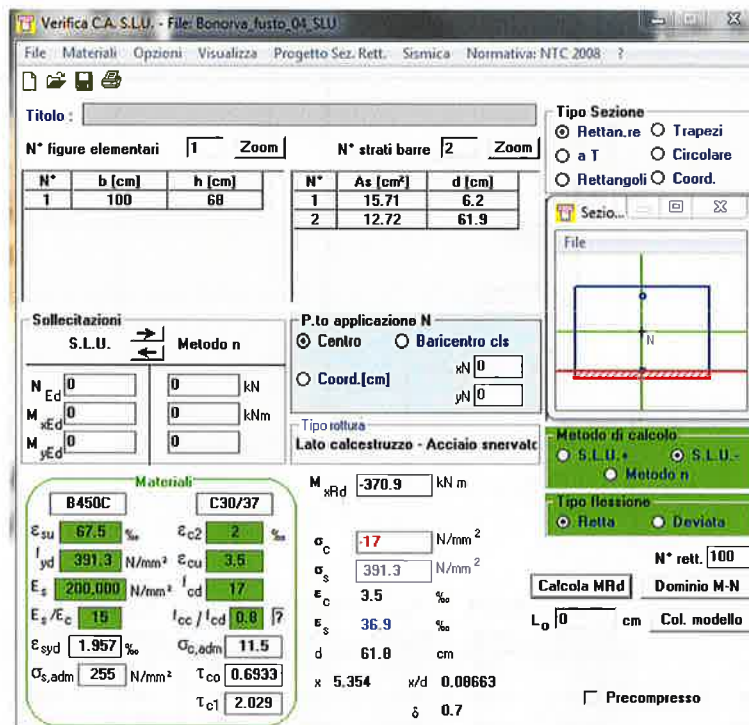


FIGURA 8.14: OUTPUT DEL SOFTWARE "VCASLU" PER IL CALCOLO DEL MOMENTO RESISTENTE

Nella tabella seguente si riporta la verifica di resistenza a flessione considerando l'involuppo delle sollecitazioni con riferimento al momento resistente precedentemente calcolato.

TABELLA 8.3: VERIFICA RESISTENZA FLESSIONALE

As	$M_{Ed,max}(SLU)$ [kNm/m]		M_{RD} [kNm/m]	FS
Φ20/200 mm	88	≤	371	4.22

La verifica di resistenza SLU a flessione risulta soddisfatta.

VERIFICA A TAGLIO (SLU)

Il calcolo della resistenza a taglio è stato condotto in accordo con quanto riportato al paragrafo 4.1.2.1.3.1 del DM 14/01/2008, controllando che la sollecitazioni di calcolo V_{Ed} , dovuta alle combinazioni di carico SLU, sia inferiore al taglio resistente ultimo V_{Rd} della sezione in assenza di armatura a taglio.

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI (p.to 4.1.2.1.3 DM2008)		
1) DATI GENERALI		
1.1) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI		
- calcestruzzo	f_{ck}	30.0 MPa
	α_{cc}	0.85
	γ_c	1.50
	f_{cd}	17.0 MPa
	f_{ctm}	2.9 MPa
- acciaio	f_{yk}	450.0 MPa
	f_{yd}	391.3 MPa
1.2) CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE		
- altezza	h	680 mm
- larghezza minima	b_w	1000 mm
- copriferro di calcolo	c	40 mm
- area cls	A_c	6.80E+05 mm ²
- altezza utile	d	640 mm
- braccio coppia interna (= 0,9 d)	z	576 mm
1.3) ARMATURA LONGITUDINALE TESA		
- armatura longitudinale 1	ϕ_1	20 mm
	n_1	5
- armatura longitudinale 2	ϕ_2	0 mm
	n_2	0
- area armatura longitudinale tesa	A_{sl}	1571 mm ²
1.4) SOLLECITAZIONI DI CALCOLO		
- taglio di calcolo	V_{Ed}	0.0 kN
- compressione (+) / trazione (-)	N_{Ed}	0.0 kN
2) ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO (p.to 4.1.2.1.3.1 DM2008)		
- parametri di calcolo	k	1.56
	v_{min}	0.37
- rapporto geometrico di armatura	ρ_l	2.45E-03
- tensione media di compressione	σ_{cp}	0.00 MPa
- taglio resistente minimo	$V_{Rd,min}$	238.8 kN
- taglio resistente	V_{Rd}	238.8 kN
VERIFICA $V_{Rd} > V_{Ed}$		OK

FIGURA 8.15: CALCOLO TAGLIO RESISTENTE

Nella seguente tabella si riporta la sollecitazione V_{Ed} e la corrispondente verifica di resistenza a taglio.

TABELLA 8.4: VERIFICA RESISTENZA TAGLIO

$V_{Ed,max}(SLU)$ [kN/m]		V_{RD} [kN/m]	FS
82	≤	239	2.91

La verifica risulta soddisfatta.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI -OLBIA VARIANTE DI BONRVA-TORRALBA					
	Muri di contenimento rilevato viabilità secondaria NI02 – Relazione di calcolo	COMMESSA RR0H	LOTTO 04	CODIFICA D13 CL	DOCUMENTO OC 00 00 003	REV. A

8.2.2.1.2 VERIFICHE IN CONDIZIONI SLE

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO (SLE)

Le verifiche delle tensioni di esercizio sono state eseguite con il software "VcaSLU" v. 7.7 in funzione del momento massimo in esercizio agente per le varie condizioni. Non è stato tenuto in considerazione lo sforzo normale dovuto al peso proprio del paramento. Nelle seguente tabella si riportano la verifica tensionale condotta. Tale verifica risulta soddisfatta.

TABELLA 8.5: MOMENTO MASSIMO SOLLECITANTE IN ESERCIZIO AGENTE MSLE,MAX E RELATIVE TENSIONI DI TRAZIONE NELL'ACCIAIO E DI COMPRESSIONE NEL CALCESTRUZZO

As	M _{SLE} [kNm/m]	Tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo dovute alla sollecitazione flessionale		Tensioni max ammissibili
Φ20/200 mm	63 (caratteristica)	σ _s = 70 MPa	≤	360 MPa
		σ _c = 1.37 MPa	≤	18.00 MPa
Φ20/200 mm	53 (quasi perm)	σ _s = 59 MPa	≤	360 MPa
		σ _c = 1.15 MPa	≤	13.50 MPa

VERIFICA A FESSURAZIONE

Il calcolo delle tensioni di trazione che insorgono nell'acciaio agli SLE per la combinazione quasi permanente è stato effettuato impiegando il software "VcaSLU" V. 7.7.

Nelle seguenti tabelle si riportano:

- le tensioni di trazione (σ_s) che insorgono nell'armatura a seguito delle sollecitazioni precedentemente descritte;
- il diametro massimo delle barre Φ_{max} ammissibile valutato in base alla tabella C4.1.II al Par. C4.1.2.2.4.6 della Circ. del 02/02/09 n 671 a partire dalla tensione di trazione insorta nell'armatura;
- la spaziatura massima delle barre s_{max} ammissibile valutata in base alla tabella C4.1.III al Par. C4.1.2.2.4.6 della Circ. del 02/02/09 n 671 a partire dalla tensione di trazione insorta nell'armatura.

TABELLA 8.6: VERIFICA A FESSURAZIONE MEDIANTE METODO INDIRETTO

As	M _{SLE} [kNm/m]	Tensione nell'acciaio	Massimo diametro delle barre ammissibile Φ _{max} [mm]	Massima spaziatura delle barre ammissibile s _{max} [mm]
Φ20/200 mm	61 (frequente)	σ _s = 68 MPa	32	300
Φ20/200 mm	53 (quasi perm)	σ _s = 59 MPa	25	200

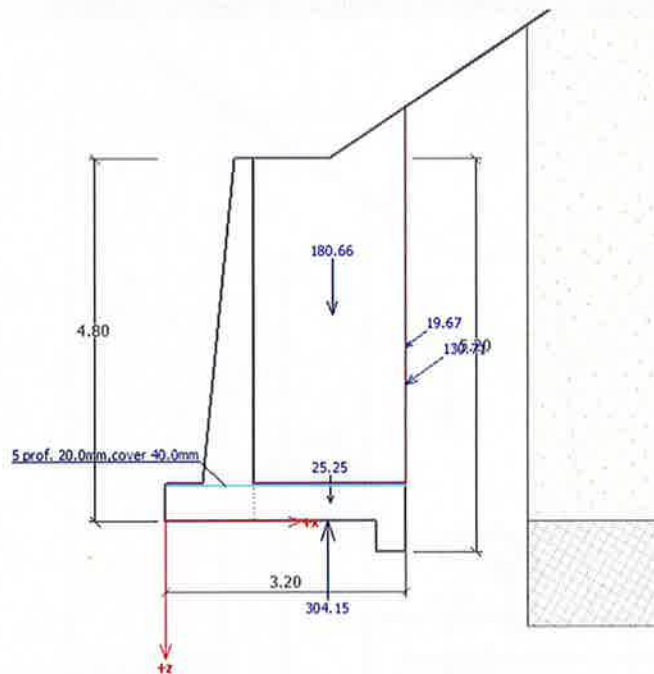
8.2.2.2 VERIFICA STRUTTURALE DELLA FONDAZIONE

Le verifiche strutturali sono state condotte su una sezione rettangolare di dimensioni $B=1.00\text{m}$ (larghezza unitaria) e $H = 1.00\text{m}$ (spessore fondazione) avente le seguenti armature:

- Estradosso: $\Phi 20/200\text{ mm}$;
- Intradosso: $\Phi 20/200\text{ mm}$;
- Copriferro netto: $40\text{mm} + 12\text{mm}$;
- Armatura di ripartizione $\Phi 12/200\text{mm}$.

Si riportano di seguito le sollecitazioni in condizioni statiche e in condizioni sismiche. Per le verifiche strutturali si considera l'involuppo delle sollecitazioni.

SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONI STATICHE



	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	STRUTT SF	$F_{hor,d}$ [kN/m]	$F_{ver,d}$ [kN/m]
Weight - wall	0.00	-0.25	25.25	2.19	1.35	0.00	34.09
Weight - earth wedge	0.00	-2.74	180.66	2.22	1.35	0.00	243.89
Active pressure	-105.88	-1.81	76.65	3.20	1.35	-142.94	103.48
20 kPa	-15.61	-2.31	11.97	3.20	1.50	-23.42	17.96
Contact stress	0.00	0.00	-304.15	2.16	1.00	0.00	-304.15

FIGURA 8.16: AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE

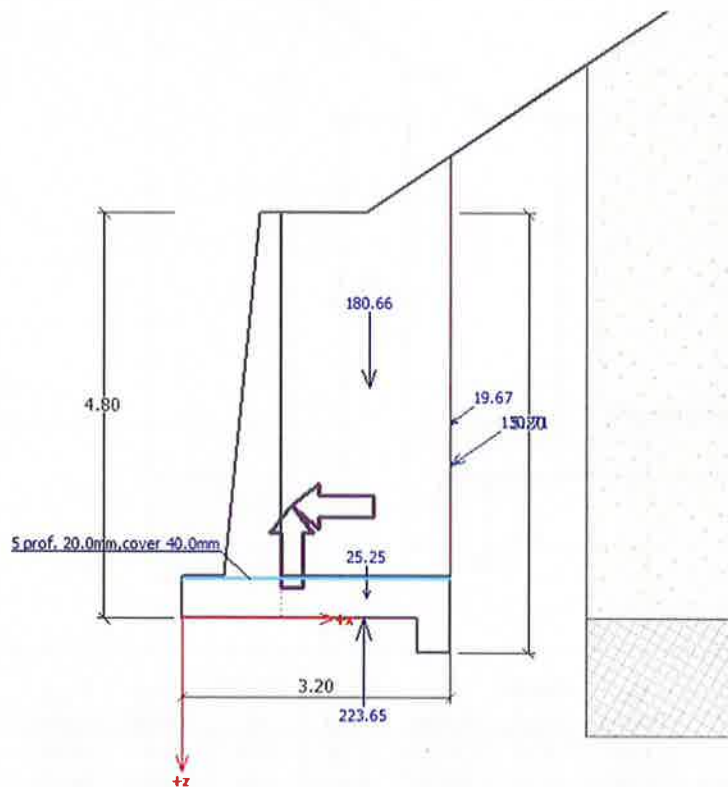
In corrispondenza della sezione 1 si ricavano le seguenti sollecitazioni massime su metro di profondità:

TABELLA 8.7: SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONI STATICHE

COMBINAZIONE	$M_{Ed, max}$ (kNm/m)	V_{Edmax} (kN/m)
Fondamentale	235	95
Caratteristica	171	69
Frequente	165	67
Quasi permanente	142	57

SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE

Si riportano di seguito le azioni che sollecitano maggiormente la struttura in condizioni sismiche.



	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	STRUTT SF	$F_{hor,d}$ [kN/m]	$F_{ver,d}$ [kN/m]
Weight - wall	0.00	-0.25	25.25	2.19	1.00	0.00	25.25
Weight - earth wedge	0.00	-2.74	180.66	2.22	1.00	0.00	180.66
Active pressure	-105.88	-1.81	76.65	3.20	1.00	-105.88	76.65
20 kPa	-15.61	-2.31	11.97	3.20	0.00	0.00	0.00
Contact stress	0.00	0.00	-223.65	2.15	1.00	0.00	-223.65

FIGURA 8.17: AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE

In corrispondenza della sezione 1 si ricavano le seguenti sollecitazioni massime considerando un metro di profondità del muro:

TABELLA 8.8: SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE

COMBINAZIONE	$M_{Ed, max}$ (kNm/m)	V_{Edmax} (kN/m)
Sismica +	170	68
Sismica -	167	66

8.2.2.2.1 VERIFICHE IN CONDIZIONI SLU

VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE

La verifica a flessione è stata effettuata controllando che la sollecitazione di calcolo M_{Ed} dovuta alle varie combinazioni di carico SLU/SLV sia inferiore al momento resistente ultimo della sezione M_{Rd} :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Il calcolo del momento resistente è stato effettuato impiegando il software "VcaSLU":

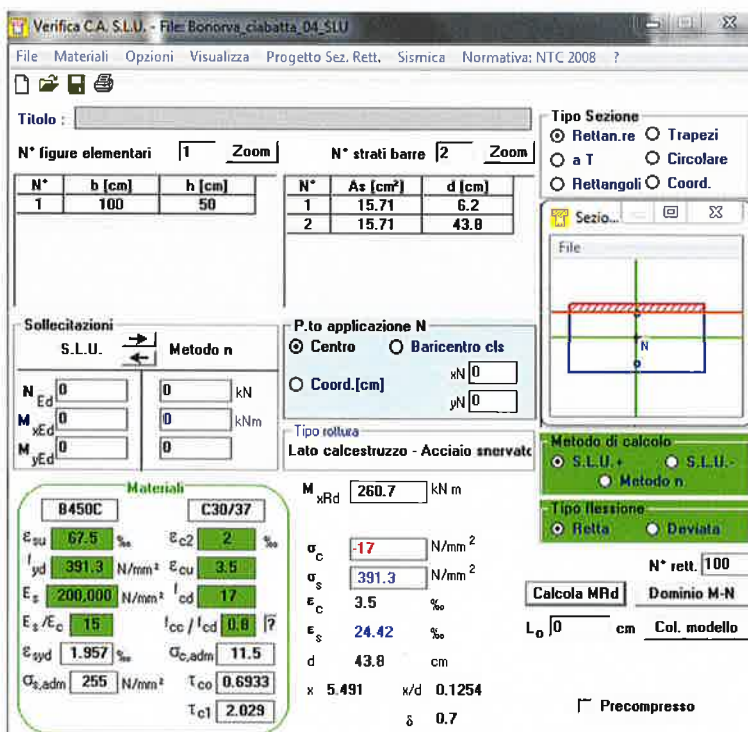


FIGURA 8.18: OUTPUT DEL SOFTWARE "VCA SLU" PER IL CALCOLO DEL MOMENTO RESISTENTE

Nella tabella seguente si riporta la verifica di resistenza a flessione allo SLU con riferimento al momento resistente precedentemente calcolato.

TABELLA 8.9: VERIFICA RESISTENZA FLESSIONALE

As	$M_{Ed,max}(SLU)$ [kNm/m]		M_{Rd} [kNm/m]	FS
Φ20/200 mm	235	≤	261	1.11

La verifica di resistenza SLU a flessione risulta soddisfatta.

Muri di contenimento rilevato viabilità secondaria
NI02 – Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13 CL	OC 00 00 003	A	47 di 72

VERIFICA A TAGLIO (SLU)

Il calcolo della resistenza a taglio è stato condotto in accordo con quanto riportato al paragrafo 4.1.2.1.3.1 del DM 14/01/2008, controllando che la sollecitazioni di calcolo V_{Ed} , dovuta alle combinazioni di carico SLU, sia inferiore al taglio resistente ultimo V_{Rd} della sezione in assenza di armatura a taglio.

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI (p.to 4.1.2.1.3 DM2008)		
1) DATI GENERALI		
1.1) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI		
- calcestruzzo	f_{ck}	30.0 MPa
	α_{cc}	0.85
	γ_c	1.50
	f_{cd}	17.0 MPa
	f_{ctm}	2.9 MPa
- acciaio	f_{yk}	450.0 MPa
	f_{yd}	391.3 MPa
1.2) CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE		
- altezza	h	500 mm
- larghezza minima	b_w	1000 mm
- copriferro di calcolo	c	40 mm
- area cls	A_c	5.00E+05 mm ²
- altezza utile	d	460 mm
- braccio coppia interna (= 0,9 d)	z	414 mm
1.3) ARMATURA LONGITUDINALE TESA		
- armatura longitudinale 1	ϕ_1	20 mm
	n_1	5
- armatura longitudinale 2	ϕ_2	0 mm
	n_2	0
- area armatura longitudinale tesa	A_{st}	1571 mm ²
1.4) SOLLECITAZIONI DI CALCOLO		
- taglio di calcolo	V_{Ed}	0.0 kN
- compressione (+) / trazione (-)	N_{Ed}	0.0 kN
2) ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO (p.to 4.1.2.1.3.1 DM2008)		
- parametri di calcolo	k	1.66
	v_{min}	0.41
- rapporto geometrico di armatura	ρ_l	3.41E-03
- tensione media di compressione	σ_{cp}	0.00 MPa
- taglio resistente minimo	$V_{Rd,min}$	188.5 kN
- taglio resistente	V_{Rd}	198.9 kN
VERIFICA $V_{Rd} > V_{Ed}$		
		OK

FIGURA 8.19: CALCOLO TAGLIO RESISTENTE

Nella seguente tabella si riporta la sollecitazione V_{Ed} e la corrispondente verifica di resistenza a taglio.

TABELLA 8.10: VERIFICA RESISTENZA TAGLIO

$V_{Ed,max}(SLU)$ [kN/m]		V_{RD} [kN/m]	FS
95	≤	199	2.09

La verifica risulta soddisfatta.

8.2.2.2.1 VERIFICHE IN CONDIZIONI SLE

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO (SLE)

Le verifiche delle tensioni di esercizio sono state eseguite con il software "VcaSLU" v. 7.7 in funzione del momento massimo in esercizio agente per le varie condizioni. Non è stato tenuto in considerazione lo sforzo normale dovuto al peso proprio del paramento. Nelle seguente tabella si riportano la verifica tensionale condotta. Tale verifica risulta soddisfatta.

TABELLA 8.11: MOMENTO MASSIMO SOLLECITANTE IN ESERCIZIO AGENTE $M_{SLE,MAX}$ E RELATIVE TENSIONI DI TRAZIONE NELL'ACCIAIO E DI COMPRESSIONE NEL CALCESTRUZZO

As	M_{SLE} [kNm/m]	Tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo dovute alla sollecitazione flessionale		Tensioni max ammissibili
Φ20/200 mm	171 (caratteristica)	$\sigma_s = 275$ MPa	≤	360 MPa
		$\sigma_c = 6.40$ MPa	≤	18.00 MPa
Φ20/200 mm	142 (quasi perm)	$\sigma_s = 228$ MPa	≤	360 MPa
		$\sigma_c = 5.32$ MPa	≤	13.50 MPa

VERIFICA A FESSURAZIONE

Il calcolo delle tensioni di trazione che insorgono nell'acciaio agli SLE per la combinazione quasi permanente è stato effettuato impiegando il software "VcaSLU" V. 7.7.

Nelle seguenti tabelle si riportano:

- le tensioni di trazione (σ_s) che insorgono nell'armatura a seguito delle sollecitazioni precedentemente descritte;
- il diametro massimo delle barre Φ_{max} ammissibile valutato in base alla tabella C4.1.II al Par. C4.1.2.2.4.6 della Circ. del 02/02/09 n 671 a partire dalla tensione di trazione insorta nell'armatura;
- la spaziatura massima delle barre s_{max} ammissibile valutata in base alla tabella C4.1.III al Par. C4.1.2.2.4.6 della Circ. del 02/02/09 n 671 a partire dalla tensione di trazione insorta nell'armatura.

TABELLA 8.12: VERIFICA A FESSURAZIONE MEDIANTE METODO INDIRECTO

As	M_{SLE} [kNm/m]	Tensione nell'acciaio	Massimo diametro delle barre ammissibile Φ_{max} [mm]	Massima spaziatura delle barre ammissibile s_{max} [mm]
Φ20/200 mm	165 (frequente)	$\sigma_s = 265$ MPa	32	300
Φ20/200 mm	142 (quasi perm)	$\sigma_s = 228$ MPa	25	200

8.2.2.3 ARMATURA MINIMA IN DIREZIONE LONGITUDINALE

Si dispone un'armatura in direzione longitudinale pari ad almeno il 20% dell'armatura trasversale, sia inferiormente che superiormente, per l'intera lunghezza.

$$A_{s,min} = 0.2 \times 15.71 \text{cm}^2 (\varnothing 20/200) = 3.14 \text{cm}^2 < A_{s,long} = 5.65 \text{cm}^2 (\varnothing 12/200)$$

8.2.2.4 SCHEMA DELLE ARMATURE ED INCIDENZA

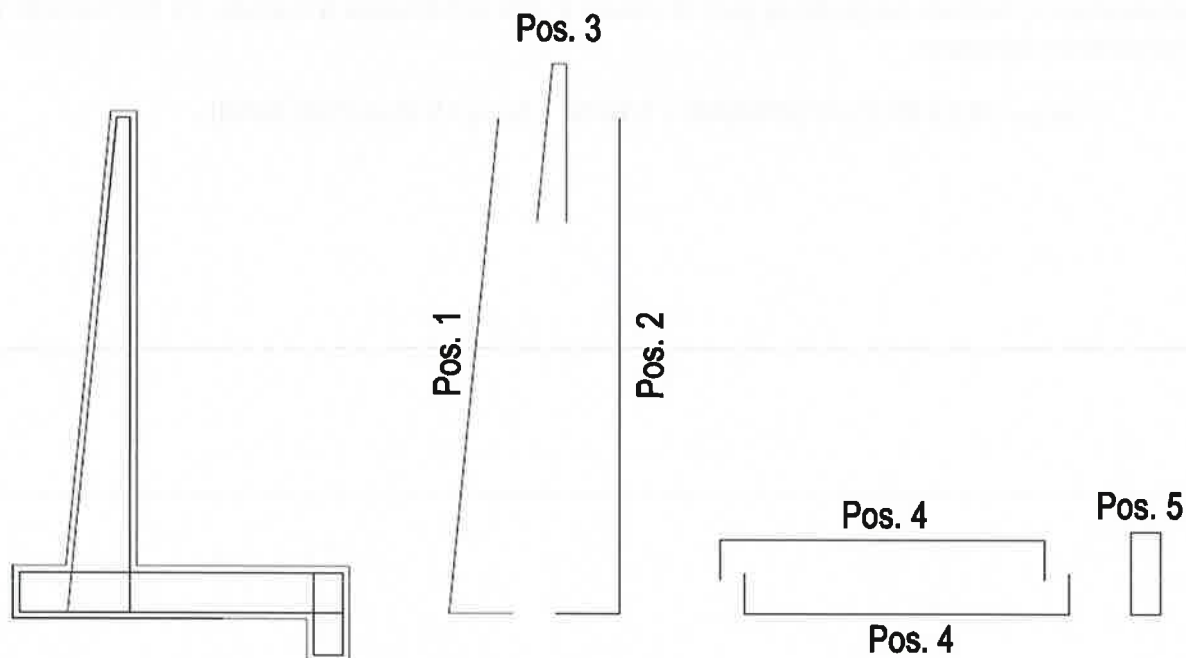


FIGURA 8.20: SCHEMA DELLE ARMATURE

Si pone inoltre un' armatura di ripartizione sia nel paramento che in fondazione pari a $\phi 12/200$ mm.

Si dispongono inoltre ganci $\phi 8/200$ mm nel paramento del muro di sostegno.

<i>Armature</i>						
posizione	n	ϕ	A (mm ²)	L (m)	kg/m ³	kg
1	5	18	1272	5.30	7850	52.92
2	5	20	1571	5.28	7850	65.05
3	5	20	1571	3.14	7850	38.71
trasversale	22	12	2488	1.00	7850	19.53
trasversale	22	12	2488	1.00	7850	19.53
4	10	20	3142	3.83	7850	94.40
trasversale	16	12	1810	1.00	7850	14.21
trasversale	16	12	1810	1.00	7850	14.21
5	5	20	1571	2.10	7850	25.94
						344.51
		A (m ²)	m	m ³		
<i>Calcestruzzo</i>		3.76	1	3.76		
						kg/m ³
						92
				15 %		14
				INCIDENZA	105	kg/m³

FIGURA 8.21: CALCOLO DELL'INCIDENZA

L'incidenza delle armature risulta pari a circa 105 kg/m³.

8.3 SEZIONE TIPOLOGICA DI VERIFICA B-B

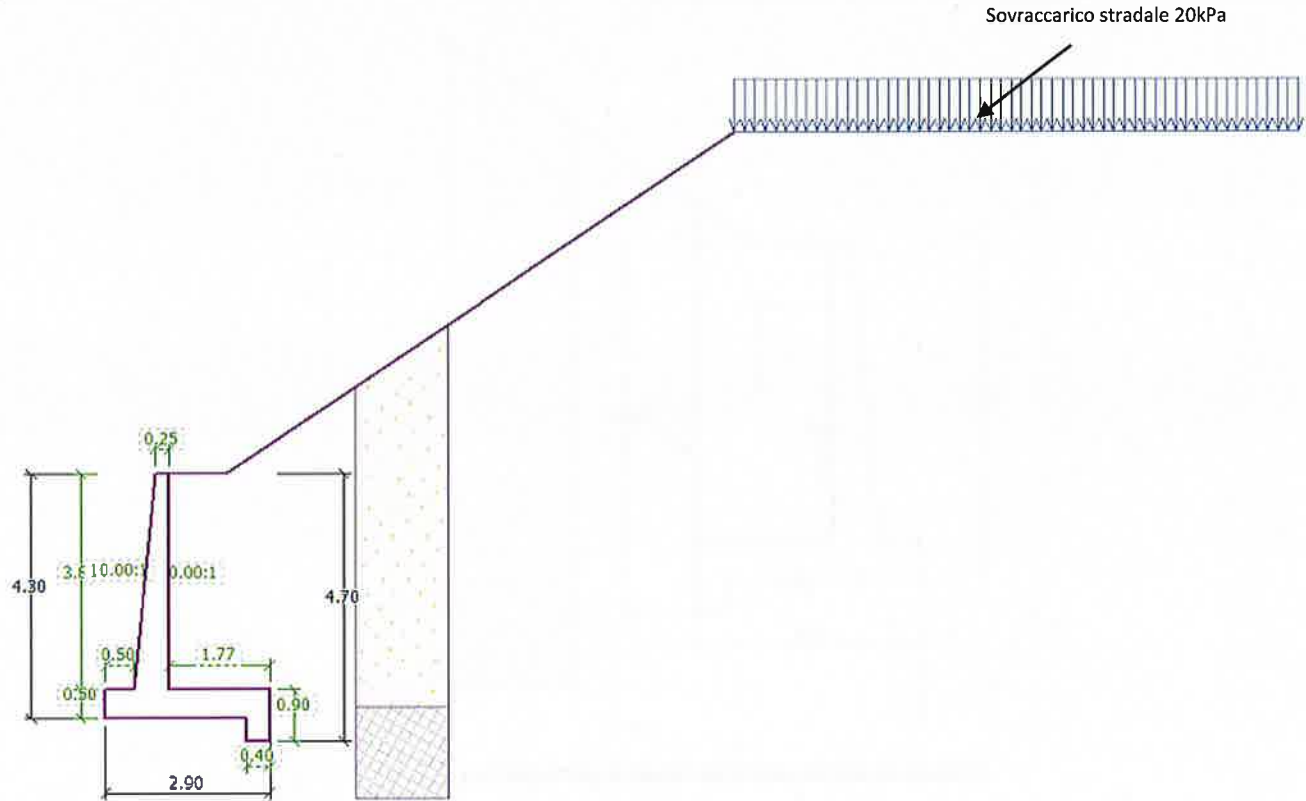


FIGURA 8.22: SEZIONE TIPOLOGICA DI VERIFICA

Basic soil parameters



No.	Name	Pattern	ϕ_{ef} [°]	C_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Rilevato ferroviario		38.00	0.00	20.00	10.00	25.00
2	IGR alt		57.00	100.00	19.00	9.00	37.00

FIGURA 8.23: CARATTERISTICHE TERRENO

8.3.1 VERIFICHE DI TIPO GEOTECNICO (GEO) E DI CORPO RIGIDO (EQU)

8.3.1.1 COMBINAZIONE STATICA

Si riportano nel seguito le azioni considerate nel calcolo e nelle verifiche e i risultati delle verifiche.

Muri di contenimento rilevato viabilità secondaria
NI02 – Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13 CL	OC 00 00 003	A	52 di 72

SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA (GEO) – APPROCCIO 2: A1+M1+R3

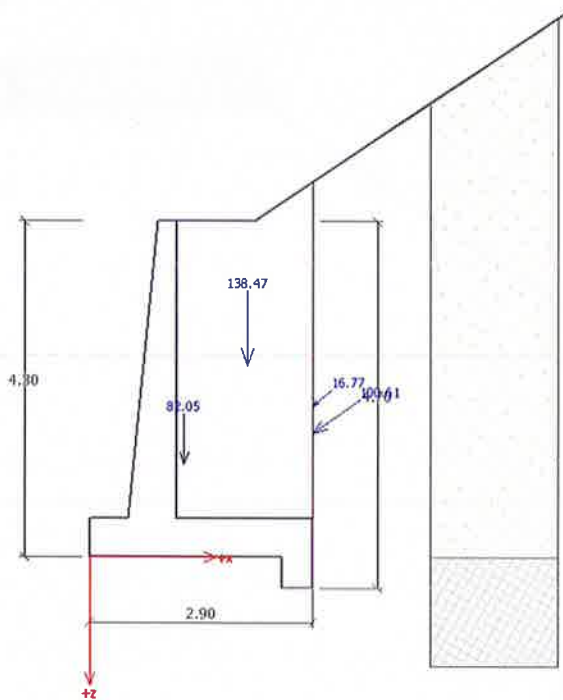
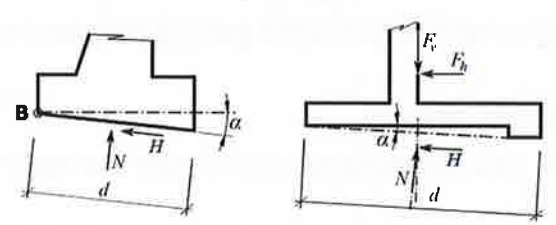


FIGURA 8.24: AZIONI AGENTI SUL MURO DI SOSTEGNO (M1)

<u>Condizioni statiche</u>		F_{hor}	App.Pt.	F_{vert}	App.Pt.	Coeff. Sliding		N_{tot}	H_{tot}
		[kN/m]	z [m]	[kN/m]	x [m]	F	SF	[kN/m]	[kN/m]
Weight - wall		0.00	-1.18	82.05	1.23	1.00	1.35	82.05	0.00
Weight - earth wedge		0.00	-2.46	138.47	2.03	1.00	1.35	138.47	0.00
Active pressure		81.79	-1.59	58.60	2.90	1.00	1.35	58.60	110.42
20 kPa		13.33	-1.95	10.17	2.90	0.00	1.50	0.00	20.00
								Tot 279.12	130.41
d		2.9 m							
c'		100 kPa							
φ		57 °							
α		9.1 °							
N_v		275.61 kN/m							
N_h		44.15 kN/m							
H_v		20.63 kN/m							
H_h		128.77 kN/m							
H_{res}		746.16 kN/m							
γ_{ri}		1.1							
$H_{res,d}$		678.33 kN/m							
H_{act}		84.63 kN/m							
FS		8.02							

$$N = F_v \cos \alpha + F_h \sin \alpha$$

$$H = F_v \sin \alpha + F_h \cos \alpha$$


$$\frac{[(N \tan \varphi_d + c_d(d - 2e) / \mu) + F_{res}]}{\gamma_s} > H$$

FIGURA 8.25: VERIFICA SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

Muri di contenimento rilevato viabilità secondaria
NI02 – Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13 CL	OC 00 00 003	A	53 di 72

VERIFICA DI RIBALTAMENTO (EQU) – APPROCCIO EQU+M2

Si riporta di seguito la verifica a ribaltamento:

	F_{hor}	App.Pt.	F_{vert}	App.Pt.	Coeff. Overturning		M_{res}	M_{ovr}
	[kN/m]	z [m]	[kN/m]	x [m]	F	SF	[kNm/m]	[kNm/m]
Weight - wall	0.00	-1.18	82.05	1.23	0.90	1.10	90.83	0.00
Weight - earth wedge	0.00	-2.46	138.47	2.03	0.90	1.10	252.98	0.00
Active pressure	149.15	-1.75	87.03	2.90	0.90	1.10	227.15	-287.11
20 kPa	19.84	-2.17	12.24	2.90	0.00	1.50	0.00	-64.58
							tot 570.96	-351.69
							FS	1.62

FIGURA 8.26: VERIFICA DI RIBALTAMENTO

VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE (GEO) – APPROCCIO 2: A1+M1+R3

Per la verifica di capacità portante si utilizza la formulazione di Brinch-Hansen.

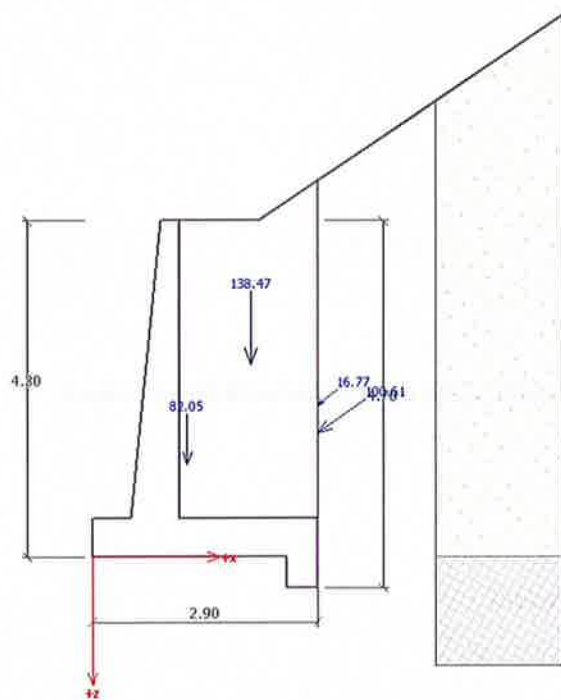


FIGURA 8.27: AZIONI AGENTI SUL MURO DI SOSTEGNO (M1)

Le azioni sollecitanti agenti sulla ciabatta di fondazione sono le seguenti:

Bearing capacity of foundation soil (Stage of construction 1)

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	17.12	404.43	71.94	0.015	142.27

Muri di contenimento rilevato viabilità secondaria
NI02 – Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13 CL	OC 00 00 003	A	54 di 72

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	12.68	299.58	53.29

Analysis of bearing capacity - partial results

φ_d	=	57.000 °
C_d	=	100.000 kPa
$\gamma_{1\text{prum}}$	=	0.000 kN/m ³
$\gamma_{2\text{prum}}$	=	19.000 kN/m ³
b_{ef}	=	2.815 m
N_d	=	1437.956
N_c	=	933.170
N_y	=	4425.437
s_d	=	1.236
s_c	=	1.236
s_y	=	0.916
d_d	=	1.000
d_c	=	1.000
d_y	=	1.000
i_d	=	0.792
i_c	=	0.792
i_y	=	0.695
b_d	=	0.622
b_c	=	0.622
b_y	=	0.622
g_d	=	1.000
g_c	=	1.000
g_y	=	1.000
R_d	=	103734.327 kPa

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

Vertical bearing capacity check

Shape of contact stress : rectangle
Most severe load case No. 1. (LC 1)

Parameters of slip surface below foundation:

Depth of slip surface $z_{SD} = 5.51$ m
Length of slip surface $l_{SD} = 18.15$ m

Design bearing capacity of found.soil $R_d = 45101.88$ kPa
Extreme contact stress $\sigma = 143.65$ kPa

Bearing capacity in the vertical direction is SATISFACTORY

FS = R_d/σ

FS > 100

Verification of load eccentricity

Max. eccentricity in direction of base length $e_x = 0.042 < 0.333$
Max. eccentricity in direction of base width $e_y = 0.000 < 0.333$
Max. overall eccentricity $e_t = 0.042 < 0.333$

Eccentricity of load is SATISFACTORY

Horizontal bearing capacity check

Most severe load case No. 1. (LC 1)
Earth resistance: not considered

Horizontal bearing capacity $R_{dh} = 822.09 \text{ kN}$
Extreme horizontal force $H = 71.94 \text{ kN}$

Bearing capacity in the horizontal direction is SATISFACTORY

$FS = R_d/\sigma$

FS = 11.43

8.3.1.2 COMBINAZIONE SISMICA

Si riportano nel seguito le azioni di calcolo e i risultati delle verifiche.

SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA (GEO) – APPROCCIO 2: A1+M1+R3

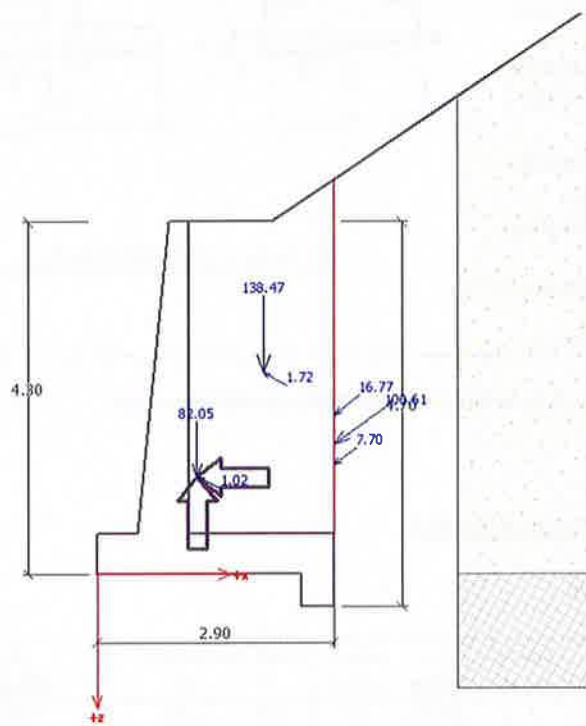
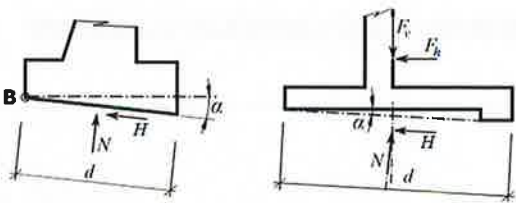


FIGURA 8.28: AZIONI AGENTI SUL MURO DI SOSTEGNO (M1)

<u>Condizioni sismiche</u>		F_{hor}	App.Pt.	F_{vert}	App.Pt.	Coeff. Sliding		N_{tot}	H_{tot}	
		[kN/m]	z [m]	[kN/m]	x [m]	F	SF	[kN/m]	[kN/m]	
Weight - wall		0.00	-1.18	82.05	1.23	1.00	1.00	82.05	0.00	
Earthq.- constr.		0.91	-1.18	-0.46	1.23	1.00	1.00	-0.46	0.91	
Weight - earth wedge		0.00	-2.46	138.47	2.03	1.00	1.00	138.47	0.00	
Earthquake - soil wedge		1.54	-2.46	-0.78	2.03	1.00	1.00	-0.78	1.54	
Active pressure		81.79	-1.59	58.60	2.90	1.00	1.00	58.60	81.79	
Earthq.- act.pressure		6.11	-1.34	4.69	2.90	1.00	1.00	4.69	6.11	
20 kPa		13.33	-1.95	10.17	2.90	0.20	0.20	2.03	2.67	
								Tot	284.60	93.02
d		2.9 m								
c'		100 kPa								
ϕ		57 °								
α		9.1 °								
N_v		281.02 kN/m								
N_h		45.01 kN/m								
H_v		14.71 kN/m								
H_h		91.85 kN/m								
H_{res}		745.39 kN/m								
γ_R		1.1								
$H_{res,d}$		677.63 kN/m								
H_{act}		46.83 kN/m								
FS		14.47								

$$N = F_v \cos \alpha + F_h \sin \alpha$$

$$H = F_v \sin \alpha + F_h \cos \alpha$$


$$\frac{[(N \tan \phi_d + c_d(d - 2e)/\mu) + F_{res}]}{\gamma_s} > H$$

FIGURA 8.29: VERIFICA SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

VERIFICA DI RIBALTAMENTO (EQU) – APPROCCIO EQU+M2

Si riporta di seguito la verifica a ribaltamento:

	F_{hor}	App.Pt.	F_{vert}	App.Pt.	Coeff. Overturning		M_{res}	M_{ovr}	
	[kN/m]	z [m]	[kN/m]	x [m]	F	SF	[kNm/m]	[kNm/m]	
Weight - wall	0.00	-1.18	82.05	1.23	1.00	1.00	100.92	0.00	
Earthq.- constr.	0.91	-1.18	-0.46	1.23	1.00	1.00	-0.57	-1.07	
Weight - earth wedge	0.00	-2.46	138.47	2.03	1.00	1.00	281.09	0.00	
Earthquake - soil wedge	1.54	-2.46	-0.78	2.03	1.00	1.00	-1.58	-3.79	
Active pressure	149.15	-1.75	87.03	2.90	1.00	1.00	252.39	-261.01	
Earthq.- act.pressure	42.67	-1.34	26.19	2.90	1.00	1.00	75.95	-57.18	
20 kPa	19.84	-2.17	12.24	2.90	0.20	0.20	7.10	-8.61	
							tot	715.30	-331.66
							FS	2.16	

FIGURA 8.30: VERIFICA DI RIBALTAMENTO

VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE (GEO) – APPROCCIO 2: A1+M1+R3

Per la verifica di capacità portante si utilizza la formulazione di Brinch-Hansen.

Si riportano di seguito le azioni che sollecitano maggiormente la struttura in condizioni sismiche.

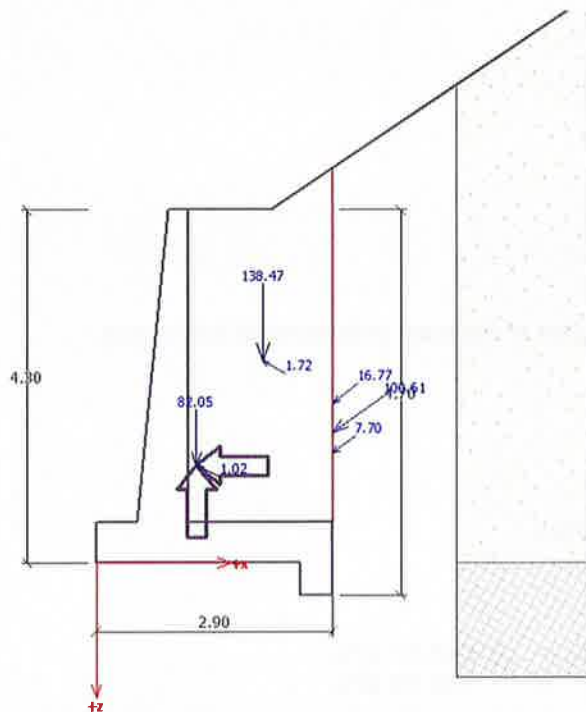


FIGURA 8.31: AZIONI AGENTI SUL MURO DI SOSTEGNO (M1)

Le azioni sollecitanti agenti sulla ciabatta di fondazione sono le seguenti:

Bearing capacity of foundation soil (Stage of construction 2)

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	20.99	304.17	61.14	0.024	109.04

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	20.99	304.17	61.14

Analysis of bearing capacity - partial results

- $\phi_d = 57.000^\circ$
- $c_d = 100.000 \text{ kPa}$
- $\gamma_{1brum} = 0.000 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_{2brum} = 19.000 \text{ kN/m}^3$
- $b_{ef} = 2.762 \text{ m}$
- $N_d = 1437.956$
- $N_c = 933.170$
- $N_\gamma = 4425.437$

**Muri di contenimento rilevato viabilità secondaria
NI02 – Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13 CL	OC 00 00 003	A	58 di 72

s_d	=	1.232
s_c	=	1.232
s_y	=	0.917
d_a	=	1.000
d_c	=	1.000
d_y	=	1.000
i_a	=	0.786
i_c	=	0.786
i_y	=	0.686
b_a	=	0.622
b_c	=	0.622
b_y	=	0.622
g_a	=	1.000
g_c	=	1.000
g_y	=	1.000
R_d	=	101647.418 kPa

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

Vertical bearing capacity check

Shape of contact stress : rectangle

Most severe load case No. 1. (LC 1)

Parameters of slip surface below foundation:

Depth of slip surface $z_{sp} = 5.51$ m

Length of slip surface $l_{sp} = 18.15$ m

Design bearing capacity of found.soil $R_d = 101647.42$ kPa

Extreme contact stress $\sigma = 110.13$ kPa

Bearing capacity in the vertical direction is SATISFACTORY

FS = R_d/σ

FS > 100

Verification of load eccentricity

Max. eccentricity in direction of base length $e_x = 0.024 < 0.333$

Max. eccentricity in direction of base width $e_y = 0.000 < 0.333$

Max. overall eccentricity $e_t = 0.024 < 0.333$

Eccentricity of load is SATISFACTORY

Horizontal bearing capacity check

Most severe load case No. 1. (LC 1)

Earth resistance: not considered

Horizontal bearing capacity $R_{dh} = 744.58$ kN

Extreme horizontal force $H = 61.14$ kN

Bearing capacity in the horizontal direction is SATISFACTORY

FS = R_d/σ

FS = 12.18

La verifica a capacità portante risulta quindi soddisfatta.

8.3.1.3 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Date le elevate caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione del muro di sostegno, la verifica di stabilità globale risulta implicitamente soddisfatta.

8.3.2 VERIFICHE DI TIPO STRUTTURALE (STR)

Si riportano di seguito le azioni impiegate per il calcolo delle sollecitazioni da adottare per le verifiche strutturali del muro e le sollecitazioni risultanti. Il calcolo è stato eseguito considerando come sezioni di verifica la sezione di base del paramento (SEZ 1) e la sezione di incastro dello sbalzo posteriore della fondazione in corrispondenza del paramento (SEZ 2).

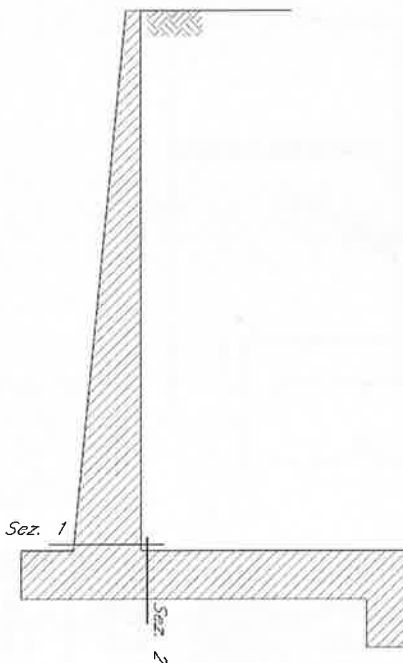


FIGURA 8.32: SEZIONI DI VERIFICA

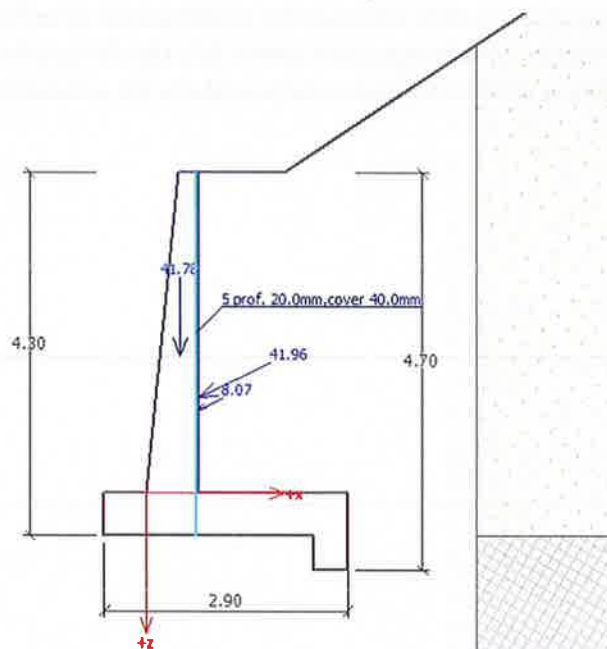
8.3.2.1 VERIFICA STRUTTURALE DEL PARAMENTO

Le verifiche strutturali sono state condotte su una sezione rettangolare di dimensioni $B=1.00\text{m}$ (larghezza unitaria) e $H = 0.63\text{m}$ (spessore del paramento alla base) avente le seguenti armature:

- Lato terra: $\Phi 20/200\text{ mm}$;
- Lato scavo: $\Phi 18/200\text{mm}$;
- Copriferro netto: $40\text{mm} + 12\text{mm}$;
- Armatura di ripartizione esterna $5+5\Phi 12$.

Si riportano di seguito le sollecitazioni in condizioni statiche e in condizioni sismiche in corrispondenza della sezione 1. Per le verifiche strutturali si considera l'involuppo delle sollecitazioni.

SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONI STATICHE



	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	STRUTT SF	$F_{hor,d}$ [kN/m]	$F_{ver,d}$ [kN/m]
Weight - wall	0.00	-1.63	41.78	0.40	1.35	0.00	56.40
Active pressure	-38.03	-1.15	17.73	0.63	1.35	-51.34	23.94
20 kPa	-7.31	-1.00	3.41	0.63	1.50	-10.97	5.12

FIGURA 8.33: AZIONI AGENTI SUL PARAMENTO CONDIZIONI STATICHE

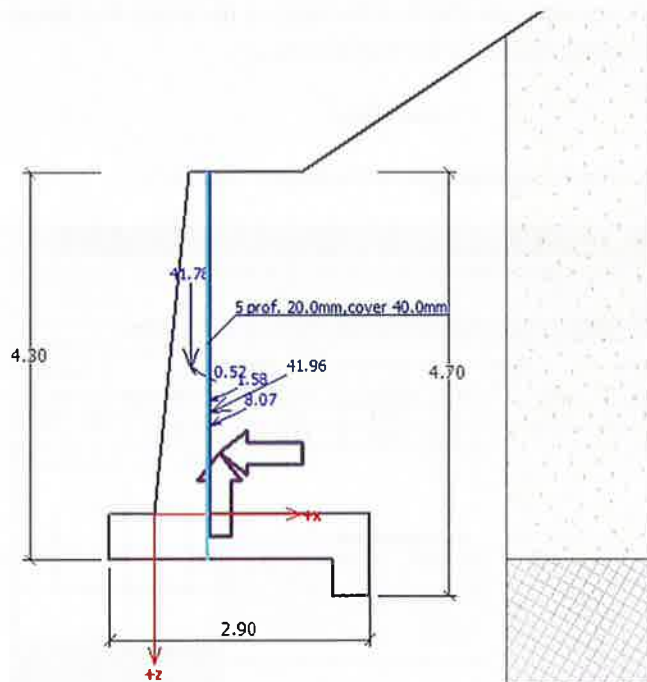
In corrispondenza della sezione 1 si ricavano le seguenti sollecitazioni massime su metro di profondità:

TABELLA 8.13: SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONI STATICHE

COMBINAZIONE	$M_{Ed, max}$ (kNm/m)	V_{Edmax} (kN/m)
Fondamentale	56	61
Caratteristica	41	45
Frequente	40	44
Quasi permanente	35	38

SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE

Si riportano di seguito le azioni che sollecitano maggiormente la struttura in condizioni sismiche.



	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	STRUTT SF	$F_{hor,d}$ [kN/m]	$F_{ver,d}$ [kN/m]
Weight - wall	0.00	0.40	41.78	0.40	1.00	0.00	41.78
Earthq.- constr.	-0.46	0.40	-0.23	0.40	1.00	-0.46	-0.23
Active pressure	-38.03	0.63	17.73	0.63	1.00	-38.03	17.73
Earthq.- act.pressure	-1.44	0.63	0.66	0.63	1.00	-1.44	0.66
20 kPa	-7.31	0.63	3.41	0.63	0.20	-1.46	0.68

FIGURA 8.34: AZIONI AGENTI SUL PARAMENTO CONDIZIONI SISMICHE

In corrispondenza della sezione 1 si ricavano le seguenti sollecitazioni massime considerando un metro di profondità del muro:

TABELLA 8.14: SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE

COMBINAZIONE	$M_{Ed, max}$ (kNm/m)	V_{Edmax} (kN/m)
Sismica (+ kv)	43	47
Sismica (- kv)	43	47

8.3.2.1.1 VERIFICHE IN CONDIZIONI SLU

VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE (SLU)

La verifica a flessione è stata effettuata controllando che la sollecitazione di calcolo M_{Ed} dovuta alle varie combinazioni di carico SLU/SLV sia inferiore al momento resistente ultimo della sezione M_{Rd} :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Il calcolo del momento resistente è stato effettuato impiegando il software "VcaSLU":



FIGURA 8.35: OUTPUT DEL SOFTWARE "VCA SLU" PER IL CALCOLO DEL MOMENTO RESISTENTE

Nella tabella seguente si riporta la verifica di resistenza a flessione considerando l'involuppo delle sollecitazioni con riferimento al momento resistente precedentemente calcolato.

TABELLA 8.15: VERIFICA RESISTENZA FLESSIONALE

As	M _{Ed,max} (SLU) [kNm/m]		M _{RD} [kNm/m]	FS
Ø20/200 mm	56	≤	340	6.07

La verifica di resistenza SLU a flessione risulta soddisfatta.

VERIFICA A TAGLIO (SLU)

Il calcolo della resistenza a taglio è stato condotto in accordo con quanto riportato al paragrafo 4.1.2.1.3.1 del DM 14/01/2008, controllando che la sollecitazioni di calcolo V_{Ed} , dovuta alle combinazioni di carico SLU, sia inferiore al taglio resistente ultimo V_{Rd} della sezione in assenza di armatura a taglio.

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI (p.to 4.1.2.1.3 DM2008)			
1) DATI GENERALI			
1.1) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
- calcestruzzo	f_{ck}	30.0	MPa
	α_{cc}	0.85	-
	γ_c	1.50	-
	f_{cd}	17.0	MPa
	f_{ctm}	2.9	MPa
- acciaio	f_{yk}	450.0	MPa
	f_{yd}	391.3	MPa
1.2) CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE			
- altezza	h	630	mm
- larghezza minima	b_w	1000	mm
- copriferro di calcolo	c	40	mm
- area cls	A_c	6.30E+05	mm ²
- altezza utile	d	590	mm
- braccio coppia interna (= 0,9 d)	z	531	mm
1.3) ARMATURA LONGITUDINALE TESA			
- armatura longitudinale 1	ϕ_1	20	mm
	n_1	5	-
- armatura longitudinale 2	ϕ_2	0	mm
	n_2	0	-
- area armatura longitudinale tesa	A_{sl}	1571	mm ²
1.4) SOLLECITAZIONI DI CALCOLO			
- taglio di calcolo	V_{Ed}	0.0	kN
- compressione (+) / trazione (-)	N_{Ed}	0.0	kN
2) ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO (p.to 4.1.2.1.3.1 DM2008)			
- parametri di calcolo	k	1.58	-
	v_{min}	0.38	-
- rapporto geometrico di armatura	ρ_1	2.66E-03	-
- tensione media di compressione	σ_{cp}	0.00	MPa
- taglio resistente minimo	$V_{Rd,min}$	225.1	kN
- taglio resistente	V_{Rd}	225.1	kN
VERIFICA $V_{Rd} > V_{Ed}$		OK	

FIGURA 8.36: CALCOLO TAGLIO RESISTENTE

Nella seguente tabella si riporta la sollecitazione V_{Ed} e la corrispondente verifica di resistenza a taglio.

TABELLA 8.16: VERIFICA RESISTENZA TAGLIO

$V_{Ed,max}(SLU)$ [kN/m]		V_{RD} [kN/m]	FS
61	≤	225	3.68

La verifica risulta soddisfatta.

8.3.2.1.2 VERIFICHE IN CONDIZIONI SLE

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO (SLE)

Le verifiche delle tensioni di esercizio sono state eseguite con il software "VcaSLU" v. 7.7 in funzione del momento massimo in esercizio agente per le varie condizioni. Non è stato tenuto in considerazione lo sforzo normale dovuto al peso proprio del paramento. Nelle seguente tabella si riportano la verifica tensionale condotta. Tale verifica risulta soddisfatta.

TABELLA 8.17: MOMENTO MASSIMO SOLLECITANTE IN ESERCIZIO AGENTE MSLE,MAX E RELATIVE TENSIONI DI TRAZIONE NELL'ACCIAIO E DI COMPRESIONE NEL CALCESTRUZZO

As	M _{SLE} [kNm/m]	Tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo dovute alla sollecitazione flessionale		Tensioni max ammissibili
Φ20/200 mm	41 (caratteristica)	σ _s = 50 MPa	≤	360 MPa
		σ _c = 1.02 MPa	≤	18.00 MPa
Φ20/200 mm	35 (quasi perm)	σ _s = 43 MPa	≤	360 MPa
		σ _c = 0.87 MPa	≤	13.50 MPa

VERIFICA A FESSURAZIONE

Il calcolo delle tensioni di trazione che insorgono nell'acciaio agli SLE per la combinazione quasi permanente è stato effettuato impiegando il software "VcaSLU" V. 7.7.

Nelle seguenti tabelle si riportano:

- le tensioni di trazione (σ_s) che insorgono nell'armatura a seguito delle sollecitazioni precedentemente descritte;
- il diametro massimo delle barre Φ_{max} ammissibile valutato in base alla tabella C4.1.II al Par. C4.1.2.2.4.6 della Circ. del 02/02/09 n 671 a partire dalla tensione di trazione insorta nell'armatura;
- la spaziatura massima delle barre s_{max} ammissibile valutata in base alla tabella C4.1.III al Par. C4.1.2.2.4.6 della Circ. del 02/02/09 n 671 a partire dalla tensione di trazione insorta nell'armatura.

TABELLA 8.18: VERIFICA A FESSURAZIONE MEDIANTE METODO INDIRECTO

As	M _{SLE} [kNm/m]	Tensione nell'acciaio	Massimo diametro delle barre ammissibile Φ _{max} [mm]	Massima spaziatura delle barre ammissibile s _{max} [mm]
Φ20/200 mm	40 (frequente)	σ _s = 49 MPa	32	300
Φ20/200 mm	35 (quasi perm)	σ _s = 43 MPa	25	200

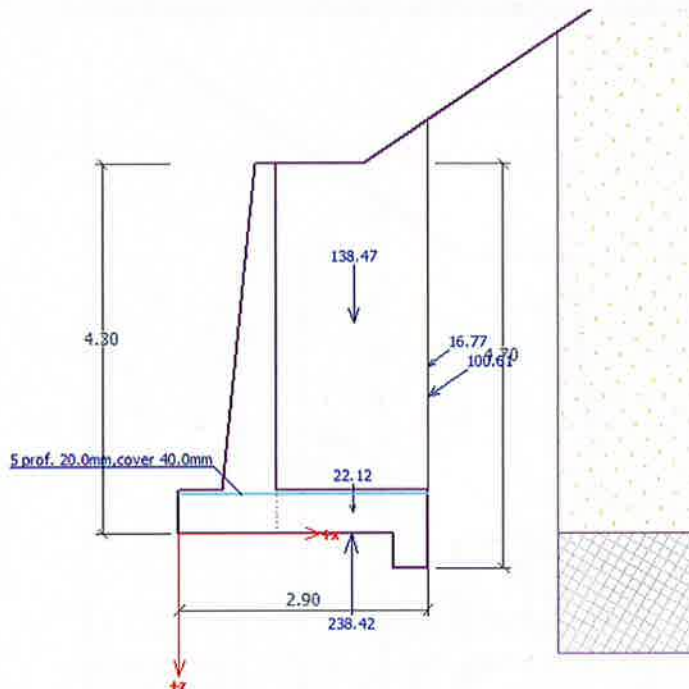
8.3.2.2 VERIFICA STRUTTURALE DELLA FONDAZIONE

Le verifiche strutturali sono state condotte su una sezione rettangolare di dimensioni $B=1.00\text{m}$ (larghezza unitaria) e $H = 0.50\text{m}$ (spessore fondazione) avente le seguenti armature:

- Estradosso: $\Phi 20/200\text{ mm}$;
- Intradosso: $\Phi 20/200\text{ mm}$;
- Copriferro netto: $40\text{mm} + 12\text{mm}$;
- Armatura di ripartizione $\Phi 12/200\text{mm}$.

Si riportano di seguito le sollecitazioni in condizioni statiche e in condizioni sismiche. Per le verifiche strutturali si considera l'involuppo delle sollecitazioni.

SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONI STATICHE



	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	STRUTT SF	$F_{hor,d}$ [kN/m]	$F_{ver,d}$ [kN/m]
Weight - wall	0.00	-0.25	22.12	2.02	1.35	0.00	29.86
Weight - earth wedge	0.00	-2.46	138.47	2.03	1.35	0.00	186.93
Active pressure	-81.79	-1.59	58.60	2.90	1.35	-110.42	79.11
20 kPa	-13.33	-1.95	10.17	2.90	1.50	-20.00	15.26
Contact stress	0.00	0.00	-238.42	2.00	1.00	0.00	-238.42

FIGURA 8.37: AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE

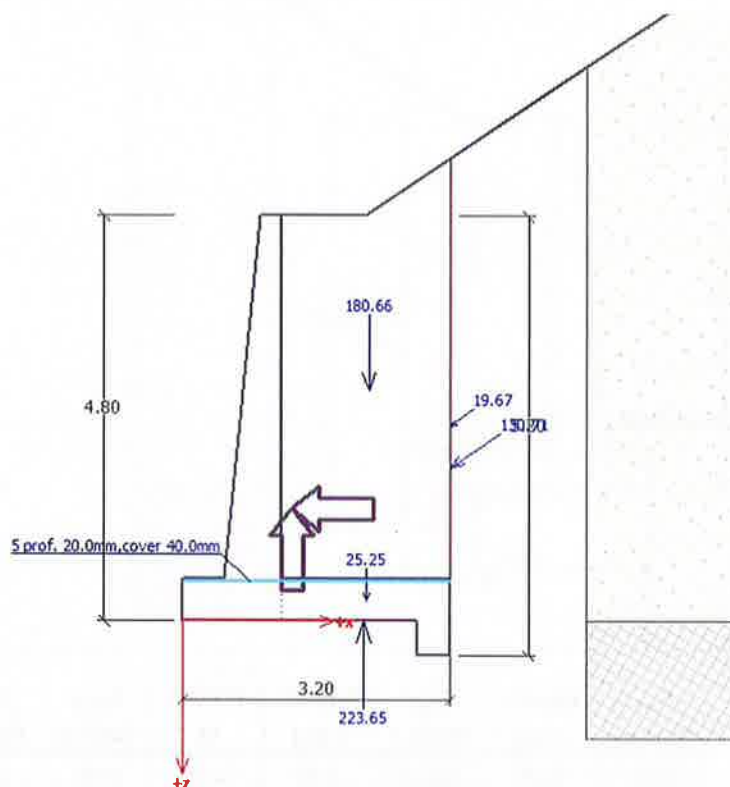
In corrispondenza della sezione 1 si ricavano le seguenti sollecitazioni massime su metro di profondità:

TABELLA 8.19: SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONI STATICHE

COMBINAZIONE	$M_{Ed, max}$ (kNm/m)	V_{Edmax} (kN/m)
Fondamentale	153	71
Caratteristica	113	53
Frequente	109	51
Quasi permanente	92	43

SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE

Si riportano di seguito le azioni che sollecitano maggiormente la struttura in condizioni sismiche.



	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	STRUTT SF	$F_{hor,d}$ [kN/m]	$F_{ver,d}$ [kN/m]
Weight - wall	0.00	-0.25	22.12	2.02	1.00	0.00	22.12
Weight - earth wedge	0.00	-2.46	138.47	2.03	1.00	0.00	138.47
Active pressure	-81.79	-1.59	58.60	2.90	1.00	-81.79	58.60
20 kPa	-13.33	-1.95	10.17	2.90	0.20	-2.67	2.03
Contact stress	0.00	0.00	-175.32	1.99	1.00	0.00	-175.32

FIGURA 8.38: AZIONI AGENTI SULLA FONDAZIONE

**Muri di contenimento rilevato viabilità secondaria
NI02 – Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13 CL	OC 00 00 003	A	67 di 72

In corrispondenza della sezione 1 si ricavano le seguenti sollecitazioni massime considerando un metro di profondità del muro:

TABELLA 8.20: SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE

COMBINAZIONE	$M_{Ed, max}$ (kNm/m)	V_{Edmax} (kN/m)
Sismica (+ kv)	116	54
Sismica (- kv)	114	52

8.3.2.2.1 VERIFICHE IN CONDIZIONI SLU

VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE

La verifica a flessione è stata effettuata controllando che la sollecitazione di calcolo M_{Ed} dovuta alle varie combinazioni di carico SLU/SLV sia inferiore al momento resistente ultimo della sezione M_{Rd} :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Il calcolo del momento resistente è stato effettuato impiegando il software "VcaSLU":



FIGURA 8.39: OUTPUT DEL SOFTWARE "VCA SLU" PER IL CALCOLO DEL MOMENTO RESISTENTE

Nella tabella seguente si riporta la verifica di resistenza a flessione allo SLU con riferimento al momento resistente precedentemente calcolato.

TABELLA 8.21: VERIFICA RESISTENZA FLESSIONALE

As	$M_{Ed,max}(SLU)$ [kNm/m]		M_{Rd} [kNm/m]	FS
Φ20/200 mm	153	≤	261	1.70

La verifica di resistenza SLU a flessione risulta soddisfatta.

VERIFICA A TAGLIO (SLU)

Il calcolo della resistenza a taglio è stato condotto in accordo con quanto riportato al paragrafo 4.1.2.1.3.1 del DM 14/01/2008, controllando che la sollecitazioni di calcolo V_{Ed} , dovuta alle combinazioni di carico SLU, sia inferiore al taglio resistente ultimo V_{Rd} della sezione in assenza di armatura a taglio.

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI (p.to 4.1.2.1.3 DM2008)		
1) DATI GENERALI		
1.1) CARATTERISTICHE DEI MATERIALI		
- calcestruzzo	f_{ck}	30.0 MPa
	α_{cc}	0.85
	γ_c	1.50
	f_{cd}	17.0 MPa
	f_{ctm}	2.9 MPa
- acciaio	f_{yk}	450.0 MPa
	f_{yd}	391.3 MPa
1.2) CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE		
- altezza	h	500 mm
- larghezza minima	b_w	1000 mm
- copriferro di calcolo	c	40 mm
- area cls	A_c	5.00E+05 mm ²
- altezza utile	d	460 mm
- braccio coppia interna (= 0,9 d)	z	414 mm
1.3) ARMATURA LONGITUDINALE TESA		
- armatura longitudinale 1	ϕ_1	20 mm
	n_1	5
- armatura longitudinale 2	ϕ_2	0 mm
	n_2	0
- area armatura longitudinale tesa	A_{sd}	1571 mm ²
1.4) SOLLECITAZIONI DI CALCOLO		
- taglio di calcolo	V_{Ed}	0.0 kN
- compressione (+) / trazione (-)	N_{Ed}	0.0 kN
2) ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO (p.to 4.1.2.1.3.1 DM2008)		
- parametri di calcolo	k	1.66
	v_{min}	0.41
- rapporto geometrico di armatura	ρ_1	3.41E-03
- tensione media di compressione	σ_{cp}	0.00 MPa
- taglio resistente minimo	$V_{Rd,min}$	188.5 kN
- taglio resistente	V_{Rd}	198.9 kN
VERIFICA $V_{Rd} > V_{Ed}$		OK

FIGURA 8.40: CALCOLO TAGLIO RESISTENTE

Nella seguente tabella si riporta la sollecitazione V_{Ed} e la corrispondente verifica di resistenza a taglio.

TABELLA 8.22: VERIFICA RESISTENZA TAGLIO

$V_{Ed,max}(SLU)$ [kN/m]		V_{RD} [kN/m]	FS
71	≤	189	2.66

La verifica risulta soddisfatta.

8.3.2.2.2 VERIFICHE IN CONDIZIONI SLE

VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO (SLE)

Le verifiche delle tensioni di esercizio sono state eseguite con il software "VcaSLU" v. 7.7 in funzione del momento massimo in esercizio agente per le varie condizioni. Non è stato tenuto in considerazione lo sforzo normale dovuto al peso proprio del paramento. Nelle seguente tabella si riportano la verifica tensionale condotta. Tale verifica risulta soddisfatta.

TABELLA 8.23: MOMENTO MASSIMO SOLLECITANTE IN ESERCIZIO AGENTE MSLE,MAX E RELATIVE TENSIONI DI TRAZIONE NELL'ACCIAIO E DI COMPRESSIONE NEL CALCESTRUZZO

As	M _{SLE} [kNm/m]	Tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo dovute alla sollecitazione flessionale		Tensioni max ammissibili
Φ20/200 mm	113 (caratteristica)	$\sigma_s = 182$ MPa	≤	360 MPa
		$\sigma_c = 4.23$ MPa	≤	18.00 MPa
Φ20/200 mm	92 (quasi perm)	$\sigma_s = 148$ MPa	≤	360 MPa
		$\sigma_c = 3.44$ MPa	≤	13.50 MPa

VERIFICA A FESSURAZIONE

Il calcolo delle tensioni di trazione che insorgono nell'acciaio agli SLE per la combinazione quasi permanente è stato effettuato impiegando il software "VcaSLU" V. 7.7.

Nelle seguenti tabelle si riportano:

- le tensioni di trazione (σ_s) che insorgono nell'armatura a seguito delle sollecitazioni precedentemente descritte;
- il diametro massimo delle barre Φ_{max} ammissibile valutato in base alla tabella C4.1.II al Par. C4.1.2.2.4.6 della Circ. del 02/02/09 n 671 a partire dalla tensione di trazione insorta nell'armatura;
- la spaziatura massima delle barre s_{max} ammissibile valutata in base alla tabella C4.1.III al Par. C4.1.2.2.4.6 della Circ. del 02/02/09 n 671 a partire dalla tensione di trazione insorta nell'armatura.

TABELLA 8.24: VERIFICA A FESSURAZIONE MEDIANTE METODO INDIRECTO

As	M _{SLE} [kNm/m]	Tensione nell'acciaio	Massimo diametro delle barre ammissibile Φ_{max} [mm]	Massima spaziatura delle barre ammissibile s_{max} [mm]
Φ20/200 mm	109 (frequente)	$\sigma_s = 175$ MPa	32	300
Φ20/200 mm	92 (quasi perm)	$\sigma_s = 148$ MPa	25	200

8.3.2.3 ARMATURA MINIMA IN DIREZIONE LONGITUDINALE

Si dispone un'armatura in direzione longitudinale pari ad almeno il 20% dell'armatura trasversale, sia inferiormente che superiormente, per l'intera lunghezza.

$$A_{s,min} = 0.2 \times 15.71 \text{ cm}^2 (\phi 20/200) = 3.14 \text{ cm}^2 < A_{s,long} = 5.65 \text{ cm}^2 (\phi 12/200)$$

8.3.2.4 SCHEMA DELLE ARMATURE ED INCIDENZA

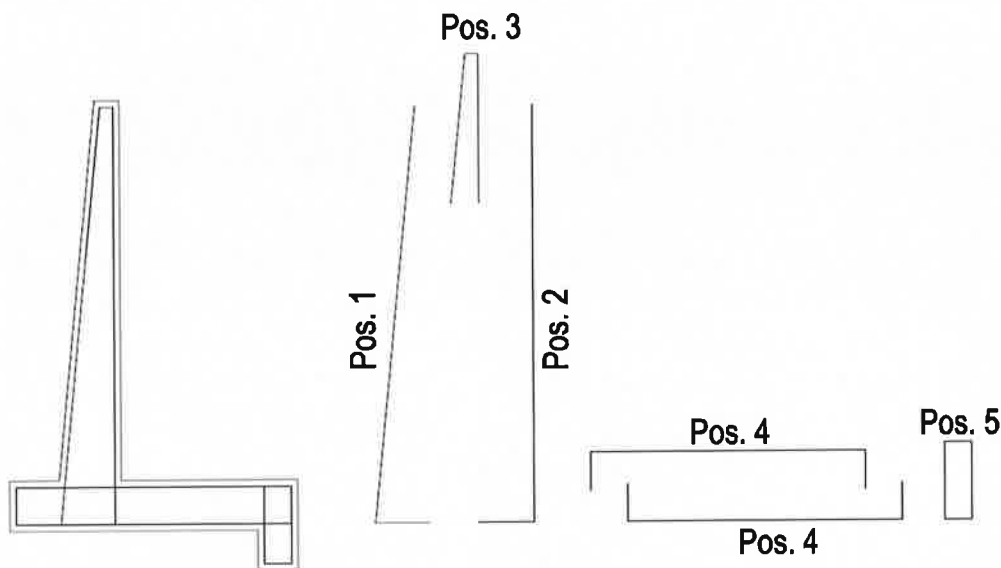


FIGURA 8.41: SCHEMA DELLE ARMATURE

Si pone inoltre un'armatura di ripartizione sia nel paramento che in fondazione pari a $\phi 12/200$ mm.

Si dispongono inoltre ganci $\phi 8/200$ mm nel paramento del muro di sostegno.

<u>Armature</u>						
posizione	n	ϕ	A (mm ²)	L (m)	kg/m ³	kg
1	5	18	1272	4.75	7850	47.41
2	5	20	1571	4.73	7850	58.27
3	5	20	1571	3.14	7850	38.71
trasversale	19	12	2149	1.00	7850	16.87
trasversale	19	12	2149	1.00	7850	16.87
4	10	20	3142	3.53	7850	87.01
trasversale	15	12	1696	1.00	7850	13.32
trasversale	15	12	1696	1.00	7850	13.32
5	5	20	1571	2.10	7850	25.94
						317.71
		A (m ²)	m	m ³		
<u>Calcestruzzo</u>		3.28	1	3.28		
						kg/m ³
						97
				15 %		15
				INCIDENZA		111 kg/m³

FIGURA 8.42: CALCOLO DELL'INCIDENZA

delle armature risulta pari a circa 115 kg/m³.

1. *[Faint, illegible text]*

2. *[Faint, illegible text]*

3. *[Faint, illegible text]*

4. *[Faint, illegible text]*

5. *[Faint, illegible text]*

6. *[Faint, illegible text]*

7. *[Faint, illegible text]*

8. *[Faint, illegible text]*



L'incidenza