

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



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

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA AV/AC VERONA - PADOVA

SUB TRATTA VERONA – VICENZA

1° SUB LOTTO VERONA – MONTEBELLO VICENTINO

RELAZIONE

CAVALCAFERROVIA – IV02 CAVALCA FERROVIA AL km 10+536 – IV02A IMPALCATO

RELAZIONE DI CALCOLO MURI

GENERAL CONTRACTOR		ITALFERR S.p.A.	SCALA:
ATI bonifica Progettista integratore	Consorzio IRICAV DUE Il Direttore		-
Franco Persio Bocchetto Dottore in Ingegneria Civile iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma al n° 8664 – Sez. A settore Civile ed Ambientale			

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I N 0 D	0 0	D	I 2	C L	I V 0 2 A 0	0 0 4	B

ATI bonifica	VISTO ATI BONIFICA	
	Firma	Data

Progettazione

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	EMISSIONE	S.Grimaldi	10/04/15	S.Grimaldi	10/04/15	P.Polidori	10/04/15	Alberto Checchi iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma al n° 12414 – Sez. A settore Civile ed Ambientale
B	REVISIONE PER ISTRUTTORIA	S.Grimaldi	17/07/15	S.Grimaldi	20/07/15	P.Polidori	20/07/15	

File: IN0D00DI2CLIV02A0001A.DOC	CUP: J41E91000000009	n. Elab.:
	CIG: 3320049F17	

Sommario

1	PREMESSA.....	2
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	7
4.1	CALCESTRUZZO.....	7
4.1.1	FONDAZIONI.....	7
4.1.2	MURI.....	7
4.2	ACCIAIO PER ARMATURE	8
4.3	COPRIFERRI MINIMI.....	8
5	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	9
5.1	TERRENO DI FONDAZIONE.....	9
5.2	TERRENO DI RINFIANCO	9
6	ANALISI DEI CARICHI E CONDIZIONI DI CARICO	10
6.1	CARICHI PERMANENTI G	10
6.2	CARICHI ACCIDENTALI STRADALI Q_1	10
6.3	AZIONI SISMICHE Q_2	10
7	COMBINAZIONI DI CARICO	19
8	CRITERI DI CALCOLO	22
9	CRITERI DI VERIFICA.....	29
9.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	29
9.1.1	Verifica a fessurazione	29
9.1.2	Verifica delle tensioni in esercizio.....	30
9.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	30
9.2.1	Sollecitazioni flettenti	30
9.2.2	Sollecitazioni taglienti	31
10	ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE.....	33
10.1	VERIFICHE MURO 'TIPO 1'	33
10.2	VERIFICHE MURO 'TIPO 2'	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
11	ALLEGATO 1: OUTPUT DEL PROGRAMMA DI CALCOLO – MURO 'TIPO 1'	37
12	ALLEGATO 2: OUTPUT DEL PROGRAMMA DI CALCOLO – MURO 'TIPO 2'.....	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo afferisce alle strutture in c.a. dei muri in continuità con il cavalcaferrovia sito al km 10+536,33, nell'ambito della progettazione definitiva della linea AC Verona-Padova.

Le strutture, tutte realizzate in opera, possono essere distinte in muri lato spalla A e muri lato spalla B. I due muri sono identici.

Le strutture sono progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente, Norme Tecniche delle Costruzioni 2008.

Si riportano di seguito gli stralci planimetrici in cui si segnalano i muri oggetto della presente relazione.

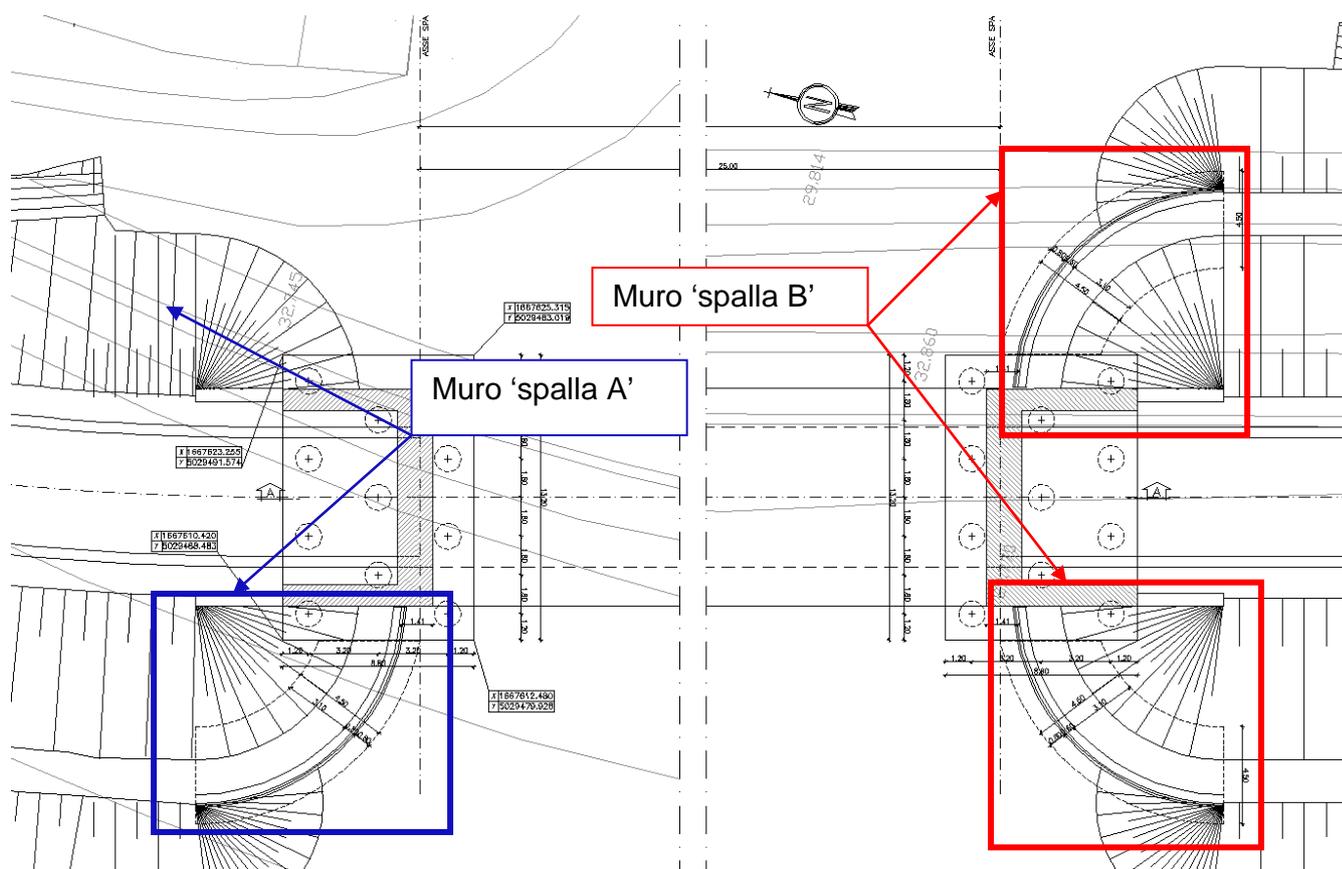


Figura 1: Stralcio planimetrico: ubicazione muri in c.a. lato spalla A e lato spalla B

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO MURI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 3 di 69
	IN0D 00 DI2 CL IV 02A0004B	

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il Muro è una struttura di risvolto di altezza massima pari a 4.75 m ed impronta in pianta di 14.47x4.50m, si configura come un muro di sostegno di altezza di sottoscarpa.

Le strutture sono progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente, Norme Tecniche delle Costruzioni 2008.

Si riportano di seguito le sezioni relative ai muri tipo sopra descritti.

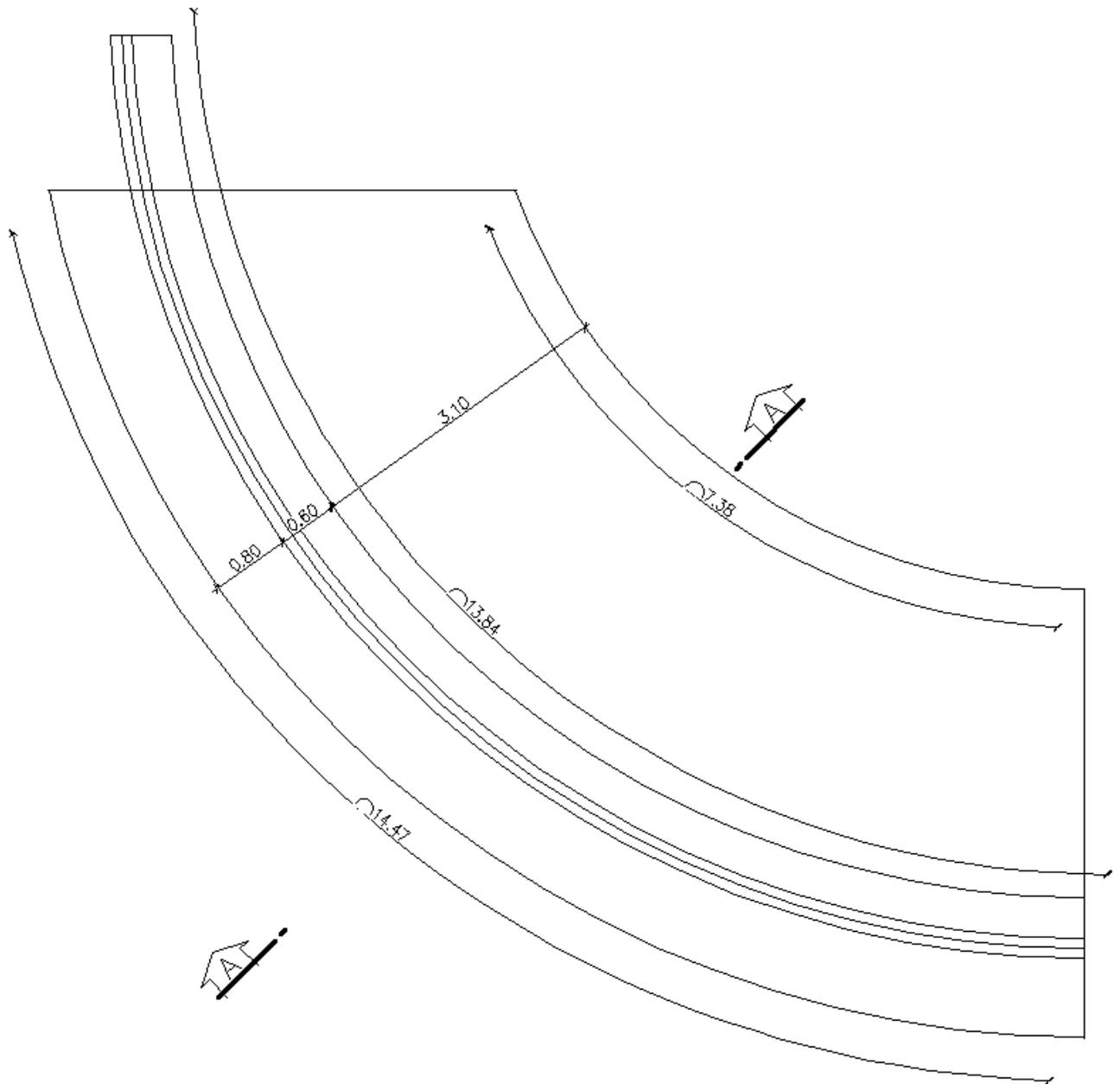


Figura 2: Pianta allo spiccato muro

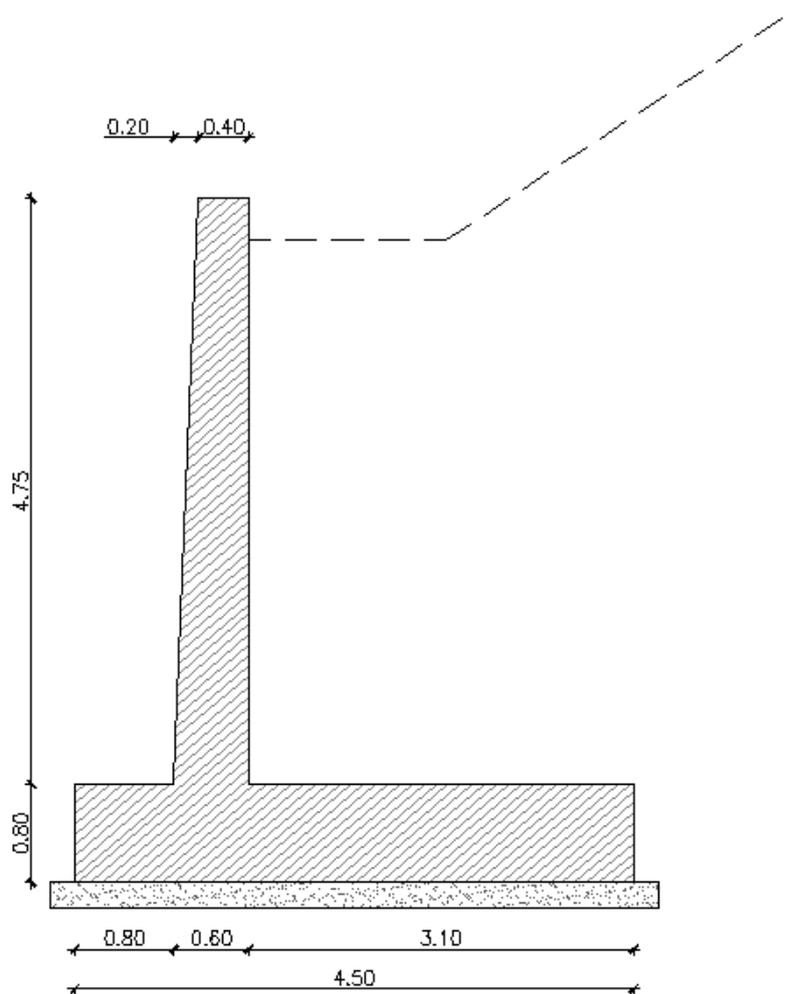


Figura 3: Sezione Muro – prosecuzione spalla altezza variabile

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO MURI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 6 di 69
	IN0D 00 DI2 CL IV 02A0004B	

3 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Si riporta nel seguito l'elenco delle normative di riferimento.

Legge 5-1-1971 n° 1086: “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”;

Legge. 2 febbraio 1974, n. 64.: “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;

D.M. 14 gennaio 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni;

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

UNI EN 206-1-2001: Calcestruzzo. “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;

UNI ENV 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 2. Ponti di calcestruzzo;

“Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria” - RFI DTC INC PO SP IFS 002 A;

“Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie” - RFI DTC INC CS SP IFS 001 A;

“Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia” - RFI DTC INC PO SP IFS 005 A.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO MURI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 7 di 69
	IN0D 00 DI2 CL IV 02A0004B	

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali impiegati:

4.1 CALCESTRUZZO

4.1.1 FONDAZIONI

Per le strutture in fondazione si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione: XC2

C25/30: $f_{ck} \geq 25$ MPa $R_{ck} \geq 30$ MPa

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	30	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	24,90	N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	32,90	N/mm ²
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	16,60	N/mm ²
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	14,11	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3}$ [Rck<50/60]	2,56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	1,79	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3,07	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1,19	N/mm ²
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	31447	N/mm ²

4.1.2 MURI

Classe d'esposizione: XC4

C32/40: $f_{ck} \geq 32$ MPa $R_{ck} \geq 40$ MPa

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33,20	N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41,20	N/mm ²
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	22,13	N/mm ²
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungho durata)} = 0.85 f_{cd}$	18,81	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3}$ [Rck<50/60]	3,10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	2,17	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3,72	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1,45	N/mm ²
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	33643	N/mm ²

4.2 ACCIAIO PER ARMATURE

Tipo B450C saldabile, per diametri compresi tra 6 e 40 mm:

$$f_{ynom} = 450 \text{ MPa}$$

$$f_{tnom} = 540 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} \geq f_{ynom} \text{ frattile } 5\%$$

$$f_{tk} \geq f_{tnom} \text{ frattile } 5\%$$

$$1.15 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1.35 \text{ frattile } 10\%$$

$$(f_y/f_{ynom})_k \leq 1.25 \text{ frattile } 10\%$$

$$\text{Allungamento } (A_{gt})_k \geq 7.5\% \text{ frattile } 10\%$$

Reti e tralici elettrosaldati:

$$f_{yk} \geq 390 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} \geq 440 \text{ MPa}$$

$$(f_{tk}/f_{yk}) \geq 1.10$$

4.3 COPRIFERRI MINIMI

Si riportano di seguito i copriferri minimi per le strutture in calcestruzzo armato:

Strutture controterra 5 cm

Elevazione 5 cm

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO MURI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 9 di 69
	INOD 00 DI2 CL IV 02A0004B	

5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

5.1 TERRENO DI FONDAZIONE

Si individua la presenza di falda a quota +25.16 m s.l.m. Relativamente alle caratteristiche geotecniche del terreno si faccia riferimento agli elaborati specifici.

5.2 TERRENO DI RINFIANCO

Sono riassunte nel prospetto riportato di seguito le caratteristiche del terreno di rinfianco (con γ pari al peso specifico del terreno; γ_{sat} pari al peso specifico saturo del terreno; c' pari alla coesione; φ' pari all'angolo di attrito; K_0 coefficiente di spinta a riposo):

Parametri del terreno				
γ	γ_{sat}	c'	φ'	K_0
(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(-)
20.00	20.00	0.0	35.0	0.426

Figura 4: Parametri geotecnici del terreno di rinfianco

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO MURI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 10 di 69
	INOD 00 DI2 CL IV 02A0004B	

6 ANALISI DEI CARICHI E CONDIZIONI DI CARICO

Le opere in esame sono soggette al peso proprio, a quello permanente del terreno di riporto, oltre che alla spinta attiva calcolata in automatico dal software di calcolo, come si mostrerà in seguito. A tergo del muro si pone in aggiunta anche un sovraccarico accidentale per simulare il traffico sul rilevato stradale da sostenere.

Nel seguito si riportano le analisi dei carichi relative ad ogni azione elementare agente sulla struttura in esame.

6.1 CARICHI PERMANENTI G

I carichi permanenti sono rappresentati dai pesi propri delle strutture portanti. Essi sono valutati sulla base della geometria degli elementi strutturali e del peso specifico assunto per il calcestruzzo ($\gamma=25\text{kN/m}^3$).

6.2 CARICHI ACCIDENTALI STRADALI Q₁

Per le opere di sottoscarpa a tergo del muro si pone un sovraccarico accidentale pari a $q = 20 \text{ kN/m}^2$ per simulare il traffico sul rilevato stradale da sostenere.

6.3 AZIONI SISMICHE Q₂

Nel presente paragrafo si riporta la descrizione e la valutazione dell'azione sismica secondo le specifiche del D.M. 14 gennaio 2008.

L'azione sismica è descritta mediante spettri di risposta elastici e di progetto. In particolare nel D.M. 14 gennaio 2008, vengono presentati gli spettri di risposta in termini di accelerazioni orizzontali e verticali.

L'espressione analitica dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione orizzontale è la seguente:

$$0 \leq T \leq T_B \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO MURI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 11 di 69
	IN0D 00 DI2 CL IV 02A0004B	

In cui:

$$S = S_s \cdot S_T;$$

S_s : coefficiente di amplificazione stratigrafico;

S_T : coefficiente di amplificazione topografica.

η : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ($\eta=1$ per $\xi=5$):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

a_g : accelerazione massima al suolo;

T: periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D : periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_C = C_C \cdot T^*_C$$

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

$$T_D = 4.0 + \frac{a_g}{g} + 1.6$$

In cui :

C_C : coefficiente che tiene conto della categoria del terreno;

T^*_C : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

L'espressione analitica dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione verticale è la seguente:

$$0 \leq T \leq T_B \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO MURI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag 12 di 69
	IN0D 00 DI2 CL IV 02A0004B	

$$T_D \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

nelle quali:

$S = S_S \times S_T$: con S_S pari sempre a 1

η : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ($\eta=1$ per $\xi=5$):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55 ;$$

T: periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D : periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_C = 0.05 ; \quad T_B = 0.15 ; \quad T_D = 1.0 ;$$

$$F_v = 1.35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

Di seguito si riporta il calcolo dei parametri per la valutazione degli spettri in accelerazione orizzontale e verticale.

Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale (V_N), è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella seguente.

	TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale (VN)
1	Opere provvisorie- Opere provvisionali- Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale $V_N = 100$ anni (categoria 3).

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO MURI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 13 di 69
	IN0D 00 DI2 CL IV 02A0004B	

Classi D'uso

Il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 prevede quattro categorie di classi d'uso riportate nel seguito:

<p>Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.</p>
<p>Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe III o in Classe IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.</p>
<p>Classe III Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.</p>
<p>Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione di strade", e di tipo quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti o reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.</p>

Per l'opera in oggetto si considera una Classe d'uso III.

Periodo di Riferimento dell'Azione Sismica

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

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella tabella seguente:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE CU	0.7	1	1.5	2

Pertanto per l' opera in oggetto il periodo di riferimento è pari a $100 \times 1.5 = 150$ anni.

Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Stati limite di esercizio

Stato Limite di Operatività (**SLO**): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Stato Limite di Danno (**SLD**): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile all'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Stati limite ultimi

Stato Limite di salvaguardia della Vita (**SLV**): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture o crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione invece conserva una parte della resistenza e della rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO MURI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag 15 di 69
	IN0D 00 DI2 CL IV 02A0004B	

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportati nella tabella successiva.

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

In accordo alle specifiche di norma le azioni sismiche per il dimensionamento dell'opera sono quelle relative allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Le azioni sismiche relative allo stato limite di operatività (SLO) e allo stato limite di danno (SLD) non sono state considerate perché poco significative in relazione alle combinazioni di natura statica.

Accelerazione (a_g), fattore (F_0) e periodo (T^*_c)

Ai fini del D.M. 14-01-2008 le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g : accelerazione orizzontale massima sul sito;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*_c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I parametri prima elencati dipendono dalle coordinate geografiche, espresse in termini di latitudine e longitudine, del sito interessato dall'opera, dal periodo di riferimento (V_R), e quindi dalla vita nominale (V_N) e dalla classe d'uso (C_u) e dallo stato limite considerato. Si riporta nel seguito la valutazione di detti parametri per i vari stati limite.

Latitudine: 45.396252°

Longitudine: 11.166574°

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO MURI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. INOD 00 DI2 CL IV 02A0004B	. Pag 16 di 69

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0.234 g
F_n	2.434
T_c^*	0.284 s
S_s	1.359
C_c	1.591
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.359
η	1.000
T_B	0.151 s
T_C	0.452 s
T_D	2.535 s

Figura 5: Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Classificazione dei terreni

Per la definizione dell'azione sismica di progetto, la valutazione dell'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, deve essere basata su studi specifici di risposta sismica locale esistenti nell'area di intervento.

In mancanza di tali studi la normativa prevede la classificazione, riportata nella tabella seguente, basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio V_{s30} , ovvero sul numero medio di colpi NSPT ottenuti in una prova penetrometrica dinamica (per terreni prevalentemente granulari), ovvero sulla coesione non drenata media c_u (per terreni prevalentemente coesivi).

Categoria di suolo di fondazione	Descrizione
Cat. A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 m.
Cat. B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o

	terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{spt,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)
Cat. C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{spt,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)
Cat. D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{spt,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)
Cat. E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s)
Cat. S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
Cat. S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Dalle prove eseguite risulta che i terreni di fondazione risultano appartenere alla **categoria C**.

Amplificazione stratigrafica

I due coefficienti prima definiti, S_s e C_c , dipendono dalla categoria del sottosuolo come mostrato nel prospetto seguente.

Per i terreni di categoria A, entrambi i coefficienti sono pari a 1, mentre per le altre categorie i due coefficienti sono pari a:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Amplificazione topografica

Per poter tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella seguente tabella.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo con inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo con inclinazione media $i > 30^\circ$	1.4

Nel caso in esame $S_T = 1$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO MURI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 19 di 69
	IN0D 00 DI2 CL IV 02A0004B	

Parametri sismici

- Accelerazione max. di progetto a_{max_g}/g :	0.234
- Fattore F_0 di amplificazione dello spettro:	2.434
- Fattore S_s	1.359

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni delle azioni per lo svolgimento delle verifiche strutturali sono state definite in accordo a quanto riportato nella Normativa vigente, D.M. 14 gennaio 2008.

Si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e lasciati inalterati i carichi.

Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

Le verifiche da condurre, in particolare, sono quella di ribaltamento, di scorrimento e di stabilità globale, secondo quanto descritto in seguito.

I valori dei coefficienti amplificativi o riduttivi delle azioni, i valori dei coefficienti riduttivi dei parametri geotecnici e quelli delle resistenze da applicare per le verifiche agli stati limite ultimi sono riportate di seguito:

Normativa: N.T.C. 2008

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{\tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata

- γ_{qu} Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
- γ_{γ} Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>EQU</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	0,90	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,10	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,50	1,30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$		1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}		1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}		1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>EQU</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>

Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	γ_c'	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,00	1,00

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Coefficienti parziali		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1,00	1,00	1,40
Scorrimento	1,00	1,00	1,10
Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00	1,40
Stabilità globale		1,10	

Coeff. di combinazione $\Psi_0= 0,70$ $\Psi_1= 0,50$ $\Psi_2= 0,20$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO MURI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag 22 di 69
	IN0D 00 DI2 CL IV 02A0004B	

8 CRITERI DI CALCOLO

Criteria di calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze, come anticipato sopra.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali, sopra riportati. In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo A1-M1 nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo A2-M2 nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e lasciati inalterati i carichi.

Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

Metodo di Culmann

Il calcolo della struttura è stato svolto utilizzando il software Max 10.0 della Aztec Informatica.

Per la risoluzione del modello di calcolo si è optato per l'utilizzo del metodo di Culmann che adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO MURI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag 23 di 69
	IN0D 00 DI2 CL IV 02A0004B	

- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);

- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z. Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si utilizza il metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a:

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h / (1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità:

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO MURI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag 24 di 69
	IN0D 00 DI2 CL IV 02A0004B	

$$\theta = \arctg\left[\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat}-\gamma_w}\right) \cdot (k_h/(1\pm k_v))\right]$$

Terreno a permeabilità elevata:

$$\theta = \arctg\left[\left(\frac{\gamma}{\gamma_{sat}-\gamma_w}\right) \cdot (k_h/(1\pm k_v))\right]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche, l'incremento di spinta da applicare è espresso da:

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale:

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cos \theta}$$

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come:

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO MURI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag 25 di 69
	IN0D 00 DI2 CL IV 02A0004B	

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante le NTC di cui al D.M. 14/01/2008, secondo la combinazione EQU, si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente diseuguaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. L'angolo d'attrito δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO MURI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 26 di 69
	INOD 00 DI2 CL IV 02A0004B	

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza :

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come:

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

Verifica a capacità portante della fondazione

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici, si può impostare $\eta_q \geq 1.0$.

Terzaghi ha proposto la seguente espressione per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$q_u = c N_c s_c + q N_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma$$

La simbologia adottata è la seguente:

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;

- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \phi/2)\text{tg}(\phi)}}{2\cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$N_c = (N_q - 1)\text{ctg}\phi$$

$$N_\gamma = \frac{\text{tg}\phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

I fattori di forma s_c e s_γ che compaiono nella espressione di q_u dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono 1 per fondazioni nastriformi o rettangolari allungate e valgono rispettivamente 1.3 e 0.8 per fondazioni quadrate.

Il termine $K_{p\gamma}$ che compare nell'espressione di N_γ non ha un'espressione analitica. Pertanto si assume per N_γ l'espressione proposta da Meyerof:

$$N_\gamma = (N_q - 1)\text{tg}(1.4*\phi)$$

Verifica a stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO MURI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 29 di 69
	INOD 00 DI2 CL IV 02A0004B	

9 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di sicurezza sulle varie parti dell'opera, per le varie combinazioni di carico vengono effettuate sulla base dei criteri definiti dalle vigenti norme tecniche ("Norme tecniche per le costruzioni" D.M. 14 gennaio 2008).

In particolare vengono effettuate le verifiche agli stati limite di servizio, riguardanti gli stati di fessurazione e di deformazione, ed allo stato limite ultimo.

Si specificano di seguito i criteri di verifica adottati per le verifiche della struttura.

9.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

9.1.1 VERIFICA A FESSURAZIONE

Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.5 del D.M. 14 gennaio 2008. Con riferimento alle classi di esposizione delle varie parti della struttura (si veda il paragrafo relativo alle caratteristiche dei materiali impiegati, nella presente relazione), alle corrispondenti condizioni ambientali (condizioni molto aggressive) ed alla sensibilità delle armature alla corrosione (poco sensibili per gli acciai ordinari), si individua lo stato limite di fessurazione per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture:

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

Figura 6: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione - Tabella 4.1.IV del D.M. 14 gennaio 2008

1. Per le strutture di fondazione ed elevazione:

- *Classe di esposizione e condizioni ambientali:*

Lato terra e lato scavo: XC4-XF1 → condizioni ambientali aggressive

- *Stati limite di fessurazione:*

Lato scavo e lato terra (cond. amb. molto aggressive)

- Combinazione di carico frequente: $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO MURI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag 30 di 69
	IN0D 00 DI2 CL IV 02A0004B	

- Combinazione di carico quasi permanente: $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

In accordo con la vigente normativa, il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

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

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

Per il calcolo di ε_{sm} , e Δ_{sm} vanno utilizzati i criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

9.1.2 VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.}$$

Per l'acciaio ordinario, la tensione massima σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,75 f_{yk}$$

dove f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

9.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

9.2.1 SOLLECITAZIONI FLETTENTI

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO MURI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	Pag 31 di 69
	IN0D 00 DI2 CL IV 02A0004B	

La verifica di resistenza (SLU) è stata condotta attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabolico-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ($\sigma_{max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ($\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$)

9.2.2 SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO MURI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 32 di 69
	IN0D 00 DI2 CL IV 02A0004B	

corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è stata calcolata con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" è stata calcolata con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

In cui:

d è l'altezza utile della sezione;

b_w è la larghezza minima della sezione;

σ_{cp} è la tensione media di compressione della sezione;

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;

S è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;

α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd}=0.5f_{cd}$);

α è un coefficiente maggiorativo pari ad 1 per membrature non compresse.

10 ANALISI DEI RISULTATI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE

Come descritto in precedenza si riportano le verifiche del muro più alto, muro tipo B.

10.1 VERIFICHE MURO 'TIPO 1'

Paramento variabile in prosecuzione delle spalle, altezza di calcolo pari ad 7.00m.

Le immagini seguenti illustrano la configurazione geometrica e la stratigrafia dei terreni relative del Muro 'tipo 1':

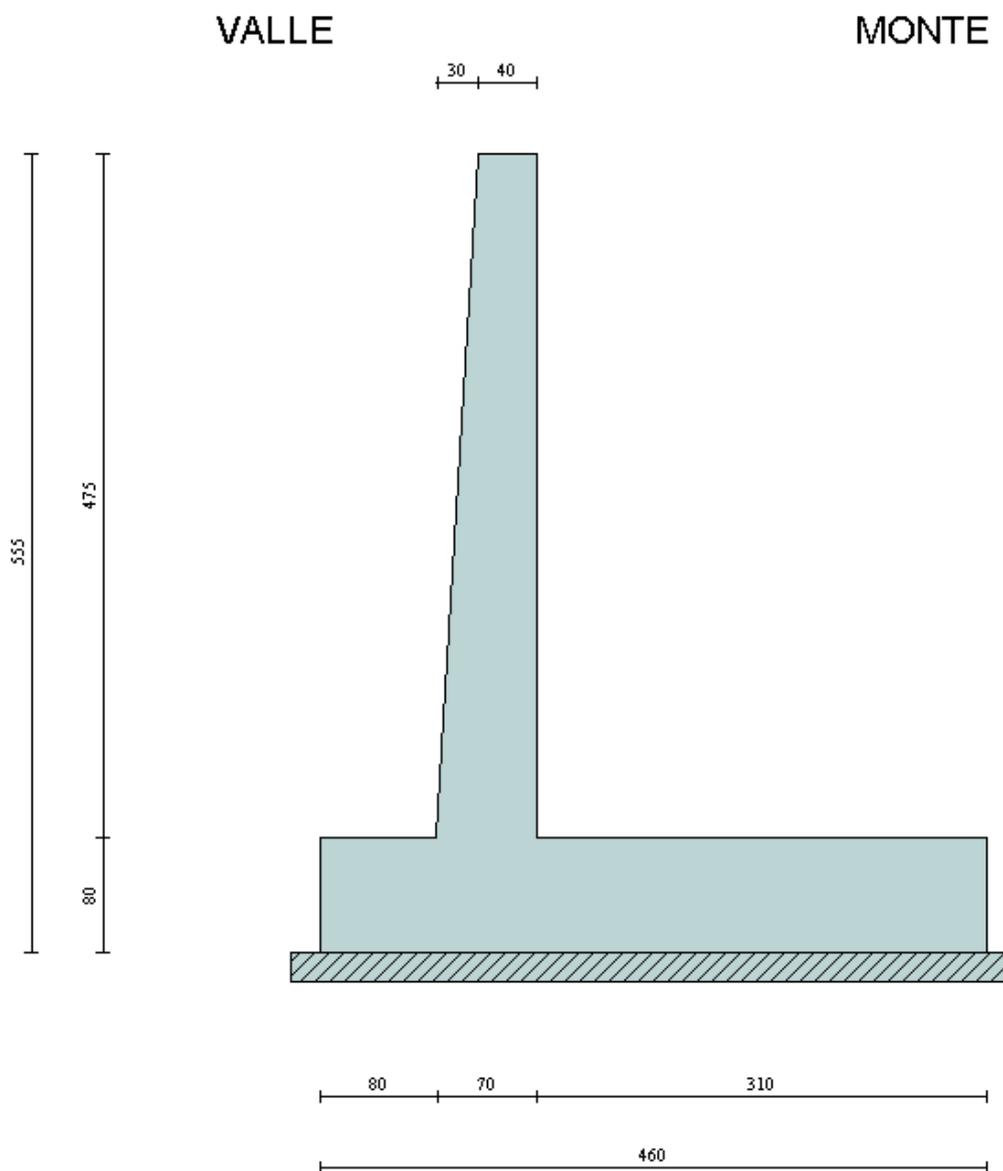


Figura 7: Geometria e dimensioni

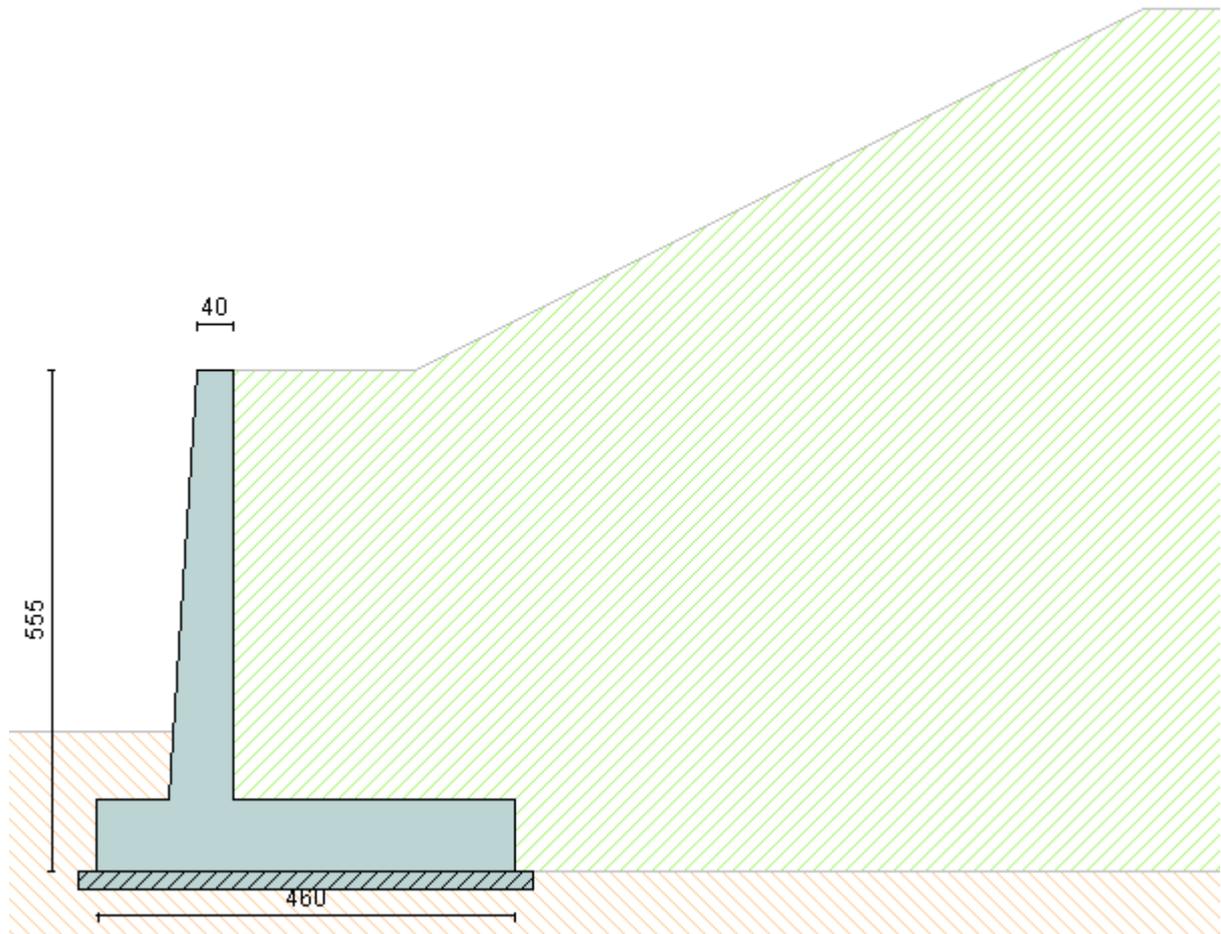


Figura 8: Profilo del terreno

Di seguito sono riassunte le verifiche strutturali e geotecniche effettuate sull'opera in esame. Si riportano i risultati delle combinazioni di carico più gravose per ogni stato limite esaminato.

Verifica a stabilità globale

La combinazione di carico più gravosa ai fini della stabilità globale del sistema muro-terreno risulta essere la n°9 (GEO-STAB – Sisma presente) la verifica risulta essere soddisfatta.

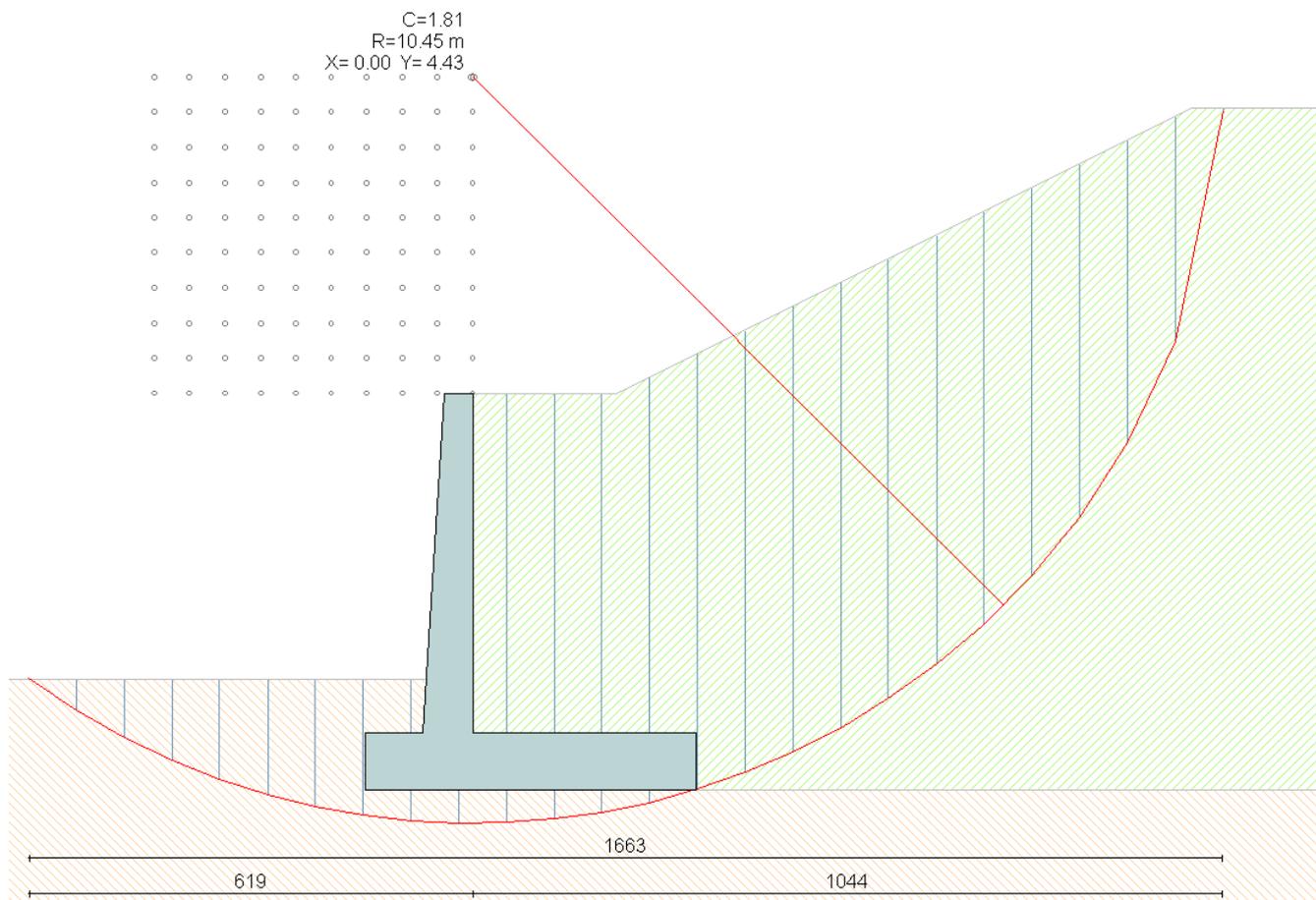


Figura 9: Stabilità globale del sistema terra-muro

Verifiche strutturali

Nelle due immagini seguenti si riportano i diagrammi delle massime sollecitazioni che si ottengono in corrispondenza del paramento murario e della fondazione.

A partire da tali valori saranno poi effettuate le verifiche degli elementi strutturali, considerando ferri di armatura:

Paramento	lato terra	1 ϕ 20/10
	lato scavo	1 ϕ 20/20
Fondazione	superiore	1 ϕ 20/20
	inferiore	1 ϕ 20/20

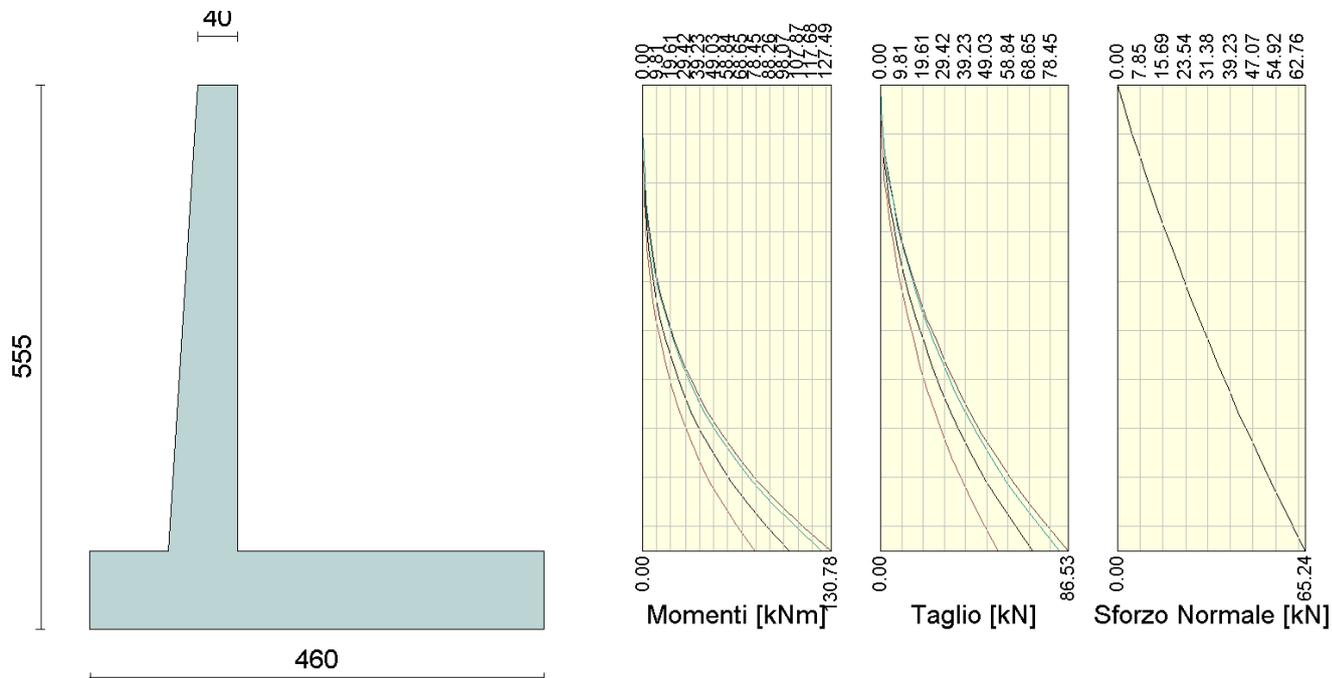


Figura 10: Sollecitazioni agenti sul paramento murario (involuppo SLU)

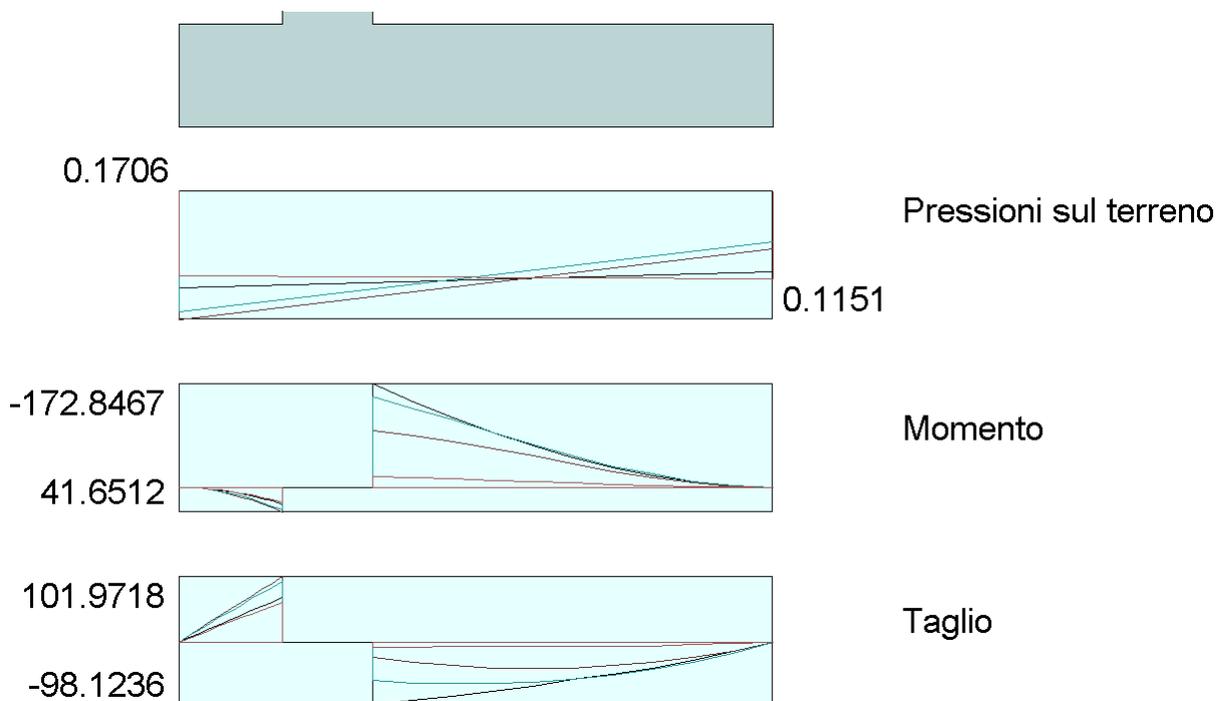


Figura 11: Sollecitazioni agenti in fondazione (involuppo SLU)

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO MURI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 37 di 69
	INOD 00 DI2 CL IV 02A0004B	

10.2 ALLEGATO 1: OUTPUT DEL PROGRAMMA DI CALCOLO – MURO ‘TIPO 1’

N.T.C. 2008 - Approccio 2

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_{γ}	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	0.90	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.10	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.50	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche
Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00	1.00	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

FONDAZIONE SUPERFICIALE
Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

<i>Verifica</i>	<i>Coefficienti parziali</i>		
	<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	

Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	4.75 [m]
Spessore in sommità	0.40 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.70 [m]
Inclinazione paramento esterno	3.60 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.80 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	3.10 [m]
Lunghezza totale fondazione	4.60 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.80 [m]
Spessore magrone	0.20 [m]

Materiali utilizzati per la struttura*Calcestruzzo*

Peso specifico	25.000 [kN/mc]
Classe di Resistenza	C28/35
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	35.00 [N/mm ²]
Modulo elastico E	32587.986 [N/mm ²]

Acciaio

Tipo	B450C
Tensione di snervamento σ_{fa}	431.50 [N/mm ²]

Geometria profilo terreno a monte del muro*Simbologia adottata e sistema di riferimento*

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	2.00	0.00	0.00
2	10.00	4.00	26.57
3	21.00	4.00	0.00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.00 [°]

Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0.75 [m]

Descrizione terreni
Simbologia adottata

<i>Nr.</i>	Indice del terreno
<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
<i>c</i>	Coesione espressa in [N/mm ^q]
<i>c_a</i>	Adesione terra-muro espressa in [N/mm ^q]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
terreno rinf.	20.00	20.00	35.00	23.33	0.0000	0.0000
terreno fondaz.	20.00	20.00	30.00	20.00	0.0500	0.0250

Stratigrafia
Simbologia adottata

<i>N</i>	Indice dello strato
<i>H</i>	Spessore dello strato espresso in [m]

<i>a</i>	Inclinazione espressa in [°]
<i>Kw</i>	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
<i>Ks</i>	Coefficiente di spinta
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	5.55	0.00	7.64	0.00	terreno rinf.
2	8.00	0.00	14.47	0.00	terreno fondaz.

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

<i>F/S</i>	Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 3 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00

Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
----------------	------	------	------	------

Combinazione n° 9 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite***Impostazioni verifiche SLU***Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.60
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.60
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali Aggressive

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature Poco sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure $w_1 = 0.20$ $w_2 = 0.30$ $w_3 = 0.40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure Circ. Min. 252 (15/10/1996)

Verifica delle tensioniCombinazione di carico Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$ Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ Calcolo della portanza metodo di TerzaghiCoefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

Impostazioni avanzate

Influenza del terreno sulla fondazione di valle nelle verifiche e nel calcolo delle sollecitazioni
 Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C Identificativo della combinazione

Tipo Tipo combinazione

Sisma Combinazione sismica

CS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento

CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento

CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite

CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	2.09	--	28.34	--
2	EQU - [1]	--	--	3.39	--	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	2.15
4	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1.58	--	24.28	--
5	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1.58	--	26.18	--
6	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2.39	--	--
7	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2.62	--	--
8	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.79
9	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.81
10	SLEQ - [1]	--	2.67	--	30.06	--
11	SLEF - [1]	--	2.67	--	30.06	--
12	SLER - [1]	--	2.67	--	30.06	--

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto: VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO MURI	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.	. Pag 47 di 69
	IN0D 00 DI2 CL IV 02A0004B	

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Terzaghi
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	2.30 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.36
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 9.85$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 4.93$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.95 [m/s ²]
------------------------------	--------------------------

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 2.62$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 1.31$

Forma diagramma incremento sismico Stessa forma diagramma statico

Partecipazione spinta passiva (percento)	50.0
Lunghezza del muro	10.00 [m]
Peso muro	157.2530 [kN]
Baricentro del muro	X=0.35 Y=-4.09

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 3.10	Y = -5.55
Punto superiore superficie di spinta	X = 3.10	Y = 0.55
Altezza della superficie di spinta	6.10 [m]	
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00 [°]	

COMBINAZIONE n° 4

Valore della spinta statica	139.4891 [kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	128.0811 [kN]	
Componente verticale della spinta statica	55.2488 [kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 3.10 [m]	Y = -3.50 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.33 [°]	

Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	52.26	[°]	
Incremento sismico della spinta	57.1509	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 3.10	[m]	Y =
-3.50	[m]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	48.01	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	300.5500	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.57	[m]	Y =
-2.32	[m]		
Inerzia del muro	15.4937	[kN]	
Inerzia verticale del muro	7.7469	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	29.6124	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	14.8062	[kN]	

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	226.8814	[kN]	
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	570.5955	[kN]	
Resistenza passiva a valle del muro	-36.0375	[kN]	
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	570.5955	[kN]	
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	226.8814	[kN]	
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.29	[m]	
Lunghezza fondazione reagente	4.60	[m]	
Risultante in fondazione	614.0475	[kN]	
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	21.68	[°]	
Momento rispetto al baricentro della fondazione	163.8949	[kNm]	
Carico ultimo della fondazione	13856.3978	[kN]	

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	4.60	[m]	
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.17055	[N/mm ²]	

Tensione terreno allo spigolo di monte 0.07757 [N/mmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante $N_c = 37.16$ $N_q = 22.46$ $N_\gamma = 19.32$

Fattori forma $s_c = 1.00$ $s_q = 1.00$ $s_\gamma = 1.00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 37.16$ $N'_q = 22.46$ $N'_\gamma = 19.32$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.58

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 24.28

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 4

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.24	2.4194	0.0340	0.4257
3	0.47	4.9274	0.1961	1.2350

4	0.71	7.5243	0.5769	2.4277
5	0.95	10.2098	1.2667	4.0039
6	1.19	12.9840	2.3559	5.9637
7	1.42	15.8470	3.9350	8.3069
8	1.66	18.7987	6.0944	11.0336
9	1.90	21.8391	8.9244	14.1437
10	2.14	24.9683	12.5155	17.6374
11	2.38	28.1861	16.9582	21.5146
12	2.61	31.4927	22.3427	25.7753
13	2.85	34.8880	28.7596	30.4194
14	3.09	38.3721	36.2992	35.4476
15	3.32	41.9448	45.0542	40.8890
16	3.56	45.6063	55.1371	46.8886
17	3.80	49.3565	66.6964	53.5605
18	4.04	53.1954	79.8904	60.8895
19	4.27	57.1231	94.8715	68.8517
20	4.51	61.1394	111.7876	77.4329
21	4.75	65.2445	130.7779	86.5292

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 4

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.08	0.4320	10.7794
3	0.16	1.7213	21.4294
4	0.24	3.8573	31.9500
5	0.32	6.8298	42.3413
6	0.40	10.6284	52.6031
7	0.48	15.2429	62.7356
8	0.56	20.6627	72.7387
9	0.64	26.8776	82.6125
10	0.72	33.8772	92.3568
11	0.80	41.6512	101.9718

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 4

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.31	-2.1768	-13.5600
3	0.62	-8.1072	-24.2164
4	0.93	-16.8909	-31.9690
5	1.24	-27.6325	-36.9159

6	1.55	-39.5698	-39.7755
7	1.86	-52.0925	-40.6925
8	2.17	-64.5984	-39.6668
9	2.48	-76.4852	-36.6983
10	2.79	-87.1506	-31.7871
11	3.10	-95.9924	-24.9332

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 4

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza sezione

V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]

V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]

VRd Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 40	31.42	15.71	0.00	0.00	1000.00	209.15	--	--
2	0.24	100, 41	31.42	15.71	6650.40	-93.35	2748.82	213.39	--	--
3	0.47	100, 43	31.42	15.71	6247.02	-248.64	1267.80	217.57	--	--
4	0.71	100, 44	31.42	15.71	5395.69	-413.69	717.11	221.71	--	--
5	0.95	100, 46	31.42	15.71	4538.71	-563.10	444.55	225.81	--	--
6	1.19	100, 47	31.42	15.71	3804.57	-690.33	293.02	229.87	--	--
7	1.42	100, 49	31.42	15.71	3224.36	-800.65	203.47	233.89	--	--
8	1.66	100, 50	31.42	15.71	2591.84	-840.25	137.87	237.87	--	--

9	1.90	100, 52	31.42	15.71	2059.80	-841.72	94.32	241.83	--	--
10	2.14	100, 53	31.42	15.71	1666.80	-835.49	66.76	245.75	--	--
11	2.38	100, 55	31.42	15.71	1367.75	-822.90	48.53	249.65	--	--
12	2.61	100, 56	31.42	15.71	1154.36	-818.97	36.65	253.52	--	--
13	2.85	100, 58	31.42	15.71	978.07	-806.27	28.03	257.36	--	--
14	3.09	100, 59	31.42	15.71	846.94	-801.19	22.07	261.18	--	--
15	3.32	100, 61	31.42	15.71	745.87	-801.16	17.78	264.98	--	--
16	3.56	100, 62	31.42	15.71	665.55	-804.64	14.59	268.76	--	--
17	3.80	100, 64	31.42	15.71	599.84	-810.57	12.15	272.52	--	--
18	4.04	100, 65	31.42	15.71	544.86	-818.29	10.24	276.26	--	--
19	4.27	100, 67	31.42	15.71	498.18	-827.39	8.72	279.99	--	--
20	4.51	100, 68	31.42	15.71	458.10	-837.60	7.49	283.70	--	--
21	4.75	100, 70	31.42	15.71	423.42	-848.71	6.49	287.39	--	--

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 4

Simbologia adottata

- B base della sezione espressa in [cm]
- H altezza della sezione espressa in [cm]
- A_{ri} area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
- A_{rs} area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
- N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]
- M_u momento ultimo espresso in [kNm]
- CS coefficiente sicurezza sezione
- VRcd Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
- VRsd Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
- VRd Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 80	0.00	0.00	0.00	0.00	1000.00	269.62	--	--
2	0.08	100, 80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	269.62	--	--
3	0.16	100, 80	15.71	15.71	0.00	431.40	250.63	269.62	--	--
4	0.24	100, 80	15.71	15.71	0.00	431.40	111.84	269.62	--	--
5	0.32	100, 80	15.71	15.71	0.00	431.40	63.16	269.62	--	--
6	0.40	100, 80	15.71	15.71	0.00	431.40	40.59	269.62	--	--
7	0.48	100, 80	15.71	15.71	0.00	431.40	28.30	269.62	--	--
8	0.56	100, 80	15.71	15.71	0.00	431.40	20.88	269.62	--	--
9	0.64	100, 80	15.71	15.71	0.00	431.40	16.05	269.62	--	--
10	0.72	100, 80	15.71	15.71	0.00	431.40	12.73	269.62	--	--
11	0.80	100, 80	15.71	15.71	0.00	431.40	10.36	269.62	--	--

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 80	0.00	0.00	0.00	0.00	1000.00	269.62	--	--
2	0.31	100, 80	15.71	15.71	0.00	-431.40	198.18	269.62	--	--
3	0.62	100, 80	15.71	15.71	0.00	-431.40	53.21	269.62	--	--
4	0.93	100, 80	15.71	15.71	0.00	-431.40	25.54	269.62	--	--
5	1.24	100, 80	15.71	15.71	0.00	-431.40	15.61	269.62	--	--
6	1.55	100, 80	15.71	15.71	0.00	-431.40	10.90	269.62	--	--
7	1.86	100, 80	15.71	15.71	0.00	-431.40	8.28	269.62	--	--
8	2.17	100, 80	15.71	15.71	0.00	-431.40	6.68	269.62	--	--
9	2.48	100, 80	15.71	15.71	0.00	-431.40	5.64	269.62	--	--
10	2.79	100, 80	15.71	15.71	0.00	-431.40	4.95	269.62	--	--
11	3.10	100, 80	15.71	15.71	0.00	-431.40	4.49	269.62	--	--

COMBINAZIONE n° 6

Valore della spinta statica	187.3214	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	177.0744	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	61.1060	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 3.10	[m]	Y = -3.42 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	48.56	[°]	
Incremento sismico della spinta	51.5607	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 3.10	[m]	Y = -3.42 [m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	43.37	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	300.5500	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.57	[m]	Y = -2.32 [m]
Inerzia del muro	15.4937	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-7.7469	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	29.6124	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-14.8062	[kN]	

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	272.1380	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	525.5298	[kN]
Resistenza passiva a valle del muro	-29.3610	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	660.1701	[kNm]

Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	1578.1038 [kNm]	
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	525.5298 [kN]	
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	272.1380	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.55	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4.60	[m]
Risultante in fondazione	591.8113 [kN]	
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	27.38	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	290.5878 [kNm]	

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	2.39
------------------------------------------	------

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 8

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= 0.00 Y[m]= 4.43

Raggio del cerchio R[m]= 10.45

Ascissa a valle del cerchio $X_i[m] = -6.19$

Ascissa a monte del cerchio $X_s[m] = 10.44$

Larghezza della striscia $dx[m] = 0.67$

Coefficiente di sicurezza $C = 1.79$

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b / \cos \alpha$	ϕ	c	u
1	21.6568	78.39	21.2139	0.0324	29.26	0.000	0.000
2	49.2136	64.98	44.5939	0.0154	29.26	0.000	0.000
3	61.1542	57.28	51.4531	0.0121	29.26	0.000	0.000
4	69.0827	51.01	53.6944	0.0104	29.26	0.000	0.000
5	74.6270	45.51	53.2340	0.0093	29.26	0.000	0.000
6	78.4853	40.50	50.9772	0.0086	29.26	0.000	0.000
7	81.0378	35.86	47.4671	0.0080	29.26	0.000	0.000
8	82.5185	31.47	43.0744	0.0076	29.26	0.000	0.000
9	83.0830	27.28	38.0747	0.0073	29.26	0.000	0.000
10	82.8397	23.24	32.6853	0.0071	29.26	0.000	0.000
11	81.8663	19.32	27.0862	0.0069	29.26	0.000	0.000
12	82.7895	15.50	22.1182	0.0068	24.96	0.038	0.000
13	80.8176	11.74	16.4438	0.0067	24.79	0.040	0.000
14	81.3147	8.04	11.3661	0.0066	24.79	0.040	0.000
15	82.2769	4.36	6.2605	0.0065	24.79	0.040	0.000
16	87.4914	0.71	1.0852	0.0065	24.79	0.040	0.000
17	63.3541	-2.94	-3.2490	0.0065	24.79	0.040	0.000
18	28.4094	-6.60	-3.2662	0.0066	24.79	0.040	0.000
19	24.5697	-10.29	-4.3896	0.0066	24.79	0.040	0.000
20	22.6611	-14.03	-5.4920	0.0067	24.79	0.040	0.000
21	20.1337	-17.82	-6.1618	0.0069	27.79	0.013	0.000
22	16.9508	-21.70	-6.2675	0.0070	29.26	0.000	0.000

23	13.0621	-25.69	-5.6618	0.0072	29.26	0.000	0.000
24	8.3989	-29.81	-4.1757	0.0075	29.26	0.000	0.000
25	2.8662	-34.12	-1.6077	0.0079	29.26	0.000	0.000

$$\Sigma W_i = 1380.6611 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 480.5565 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \tan \phi_i = 718.6125 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 6.71$$

Inviluppo Sollecitazioni paramento

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr. Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
10.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20.24	2.4194	2.4194	0.0040	0.0340	0.1646	0.4257
30.47	4.9274	4.9274	0.0678	0.1961	0.6583	1.2350
40.71	7.5243	7.5243	0.2687	0.5769	1.4811	2.4277
50.95	10.2098	10.2098	0.6844	1.2667	2.6330	4.0039
61.19	12.9840	12.9840	1.3922	2.3559	4.1141	5.9637
71.42	15.8470	15.8470	2.4698	3.9350	5.9243	8.3069
81.66	18.7987	18.7987	3.9946	6.0944	8.0636	11.0336
91.90	21.8391	21.8391	6.0442	8.9244	10.5321	14.1437

102.14	24.9683	24.9683	8.6960	12.5155	13.3296	17.6374
112.38	28.1861	28.1861	12.0275	16.9582	16.4563	21.5146
122.61	31.4927	31.4927	16.1162	22.3427	19.9122	25.7753
132.85	34.8880	34.8880	21.0396	28.7596	23.6971	30.4194
143.09	38.3721	38.3721	26.8753	36.2992	27.8117	35.4476
153.32	41.9448	41.9448	33.7026	45.0542	32.2815	40.8890
163.56	45.6063	45.6063	41.6186	55.1371	37.2338	46.8886
173.80	49.3565	49.3565	50.7517	66.6964	42.7690	53.5605
184.04	53.1954	53.1954	61.2390	79.8904	48.8736	60.8895
194.27	57.1231	57.1231	73.2125	94.8715	55.5265	68.8517
204.51	61.1394	61.1394	86.8002	111.7876	62.7155	77.4329
214.75	65.2445	65.2445	102.1224	130.7779	70.3492	86.5292

Inviluppo combinazioni SLE

Nr. Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
10.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20.24	2.4194	2.4194	0.0010	0.0010	0.1266	0.1266
30.47	4.9274	4.9274	0.0437	0.0437	0.5063	0.5063
40.71	7.5243	7.5243	0.1875	0.1875	1.1393	1.1393
50.95	10.2098	10.2098	0.4919	0.4919	2.0254	2.0254
61.19	12.9840	12.9840	1.0164	1.0164	3.1647	3.1647
71.42	15.8470	15.8470	1.8204	1.8204	4.5571	4.5571
81.66	18.7987	18.7987	2.9634	2.9634	6.2028	6.2028
91.90	21.8391	21.8391	4.5049	4.5049	8.1016	8.1016
102.14	24.9683	24.9683	6.5043	6.5043	10.2536	10.2536
112.38	28.1861	28.1861	9.0210	9.0210	12.6587	12.6587
122.61	31.4927	31.4927	12.1146	12.1146	15.3171	15.3171
132.85	34.8880	34.8880	15.8445	15.8445	18.2286	18.2286
143.09	38.3721	38.3721	20.2702	20.2702	21.3936	21.3936
153.32	41.9448	41.9448	25.4525	25.4525	24.8319	24.8319

163.56	45.6063	45.6063	31.4660	31.4660	28.6414	28.6414
173.80	49.3565	49.3565	38.4094	38.4094	32.8992	32.8992
184.04	53.1954	53.1954	46.3879	46.3879	37.5951	37.5951
194.27	57.1231	57.1231	55.5029	55.5029	42.7127	42.7127
204.51	61.1394	61.1394	65.8527	65.8527	48.2427	48.2427
214.75	65.2445	65.2445	77.5298	77.5298	54.1148	54.1148

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr. X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
10.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20.08	0.2842	0.4320	7.1009	10.7794
30.16	1.1354	1.7213	14.1723	21.4294
40.24	2.5510	3.8573	21.2141	31.9500
50.32	4.5288	6.8298	28.2265	42.3413
60.40	7.0665	10.6284	35.2093	52.6031
70.48	10.1615	15.2429	42.1627	62.7356
80.56	13.8117	20.6627	49.0865	72.7387
90.64	18.0146	26.8776	55.9808	82.6125
100.72	22.7678	33.8772	62.8456	92.3568
110.80	28.0691	41.6512	69.6808	101.9718

Inviluppo combinazioni SLE

Nr. X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
10.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20.08	0.2507	0.2507	6.2675	6.2675
30.16	1.0029	1.0029	12.5375	12.5375
40.24	2.2567	2.2567	18.8100	18.8100
50.32	4.0125	4.0125	25.0851	25.0851
60.40	6.2704	6.2704	31.3627	31.3627
70.48	9.0306	9.0306	37.6428	37.6428
80.56	12.2933	12.2933	43.9255	43.9255
90.64	16.0588	16.0588	50.2107	50.2107
100.72	20.3271	20.3271	56.4984	56.4984
110.80	25.0986	25.0986	62.7887	62.7887

Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Inviluppo combinazioni SLU

Nr. X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
10.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20.31	-2.7448	-2.1768	-17.2179	-13.5600

30.62	-10.3710	-8.1072	-31.4932	-24.2164
40.93	-21.9665	-16.8909	-42.8258	-31.9690
51.24	-36.6235	-27.6325	-51.3139	-36.9159
61.55	-53.5681	-39.5698	-58.5338	-39.7755
71.86	-72.1778	-52.0925	-67.3380	-40.6925
82.17	-91.8382	-64.5984	-75.6992	-39.6668
92.48	-116.4155	-76.4852	-83.6172	-36.6983
102.79	-143.5069	-87.1506	-91.0920	-31.7871
113.10	-172.8467	-95.9924	-98.1236	-24.9332

Inviluppo combinazioni SLE

Nr. X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
10.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20.31	-0.4738	-0.4738	-2.9029	-2.9029
30.62	-1.7044	-1.7044	-4.8828	-4.8828
40.93	-3.4058	-3.4058	-5.9398	-5.9398
51.24	-5.2963	-5.2963	-6.1717	-6.1717
61.55	-7.2280	-7.2280	-6.2972	-6.2972
71.86	-9.2045	-9.2045	-6.4607	-6.4607
82.17	-11.2376	-11.2376	-6.6622	-6.6622
92.48	-13.3390	-13.3390	-6.9018	-6.9018
102.79	-15.5206	-15.5206	-7.1793	-7.1793
113.10	-17.7941	-17.7941	-7.4949	-7.4949

Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]

H altezza della sezione espressa in [cm]

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
 A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
 σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]
 τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm²]
 σ_{fs} tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [N/mm²]
 σ_{fi} tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [N/mm²]
 N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]
 M_u momento ultimo espresso in [kNm]
 CS coefficiente sicurezza sezione
 V_{Rcd} Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
 V_{Rsd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
 V_{Rd} Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 40	31.42	15.71	0.00	0.00	1000.00	209.15	--	--
2	0.24	100, 41	31.42	15.71	6650.40	-11.41	2748.82	213.39	--	--
3	0.47	100, 43	31.42	15.71	6247.02	-94.15	1267.80	217.57	--	--
4	0.71	100, 44	31.42	15.71	5395.69	-236.24	717.11	221.71	--	--
5	0.95	100, 46	31.42	15.71	4538.71	-394.44	444.55	225.81	--	--
6	1.19	100, 47	31.42	15.71	3804.57	-546.69	293.02	229.87	--	--
7	1.42	100, 49	31.42	15.71	3224.36	-680.96	203.47	233.89	--	--
8	1.66	100, 50	31.42	15.71	2591.84	-798.91	137.87	237.87	--	--
9	1.90	100, 52	31.42	15.71	2059.80	-841.72	94.32	241.83	--	--
10	2.14	100, 53	31.42	15.71	1666.80	-835.49	66.76	245.75	--	--
11	2.38	100, 55	31.42	15.71	1367.75	-822.90	48.53	249.65	--	--
12	2.61	100, 56	31.42	15.71	1154.36	-818.97	36.65	253.52	--	--
13	2.85	100, 58	31.42	15.71	978.07	-806.27	28.03	257.36	--	--
14	3.09	100, 59	31.42	15.71	846.94	-801.19	22.07	261.18	--	--
15	3.32	100, 61	31.42	15.71	745.87	-801.16	17.78	264.98	--	--
16	3.56	100, 62	31.42	15.71	665.55	-804.64	14.59	268.76	--	--

17	3.80	100, 64	31.42	15.71	599.84	-810.57	12.15	272.52	--	--
18	4.04	100, 65	31.42	15.71	544.86	-818.29	10.24	276.26	--	--
19	4.27	100, 67	31.42	15.71	498.18	-827.39	8.72	279.99	--	--
20	4.51	100, 68	31.42	15.71	458.10	-837.60	7.49	283.70	--	--
21	4.75	100, 70	31.42	15.71	423.42	-848.71	6.49	287.39	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fs}	σ_{fi}
1	0.00	100, 40	31.42	15.71	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.24	100, 41	31.42	15.71	0.006	0.000	-0.068	-0.082
3	0.47	100, 43	31.42	15.71	0.012	0.002	-0.124	-0.174
4	0.71	100, 44	31.42	15.71	0.021	0.003	-0.151	-0.293
5	0.95	100, 46	31.42	15.71	0.032	0.006	-0.140	-0.451
6	1.19	100, 47	31.42	15.71	0.048	0.009	-0.083	-0.656
7	1.42	100, 49	31.42	15.71	0.068	0.012	0.052	-0.925
8	1.66	100, 50	31.42	15.71	0.096	0.016	0.358	-1.287
9	1.90	100, 52	31.42	15.71	0.133	0.020	0.898	-1.749
10	2.14	100, 53	31.42	15.71	0.177	0.024	1.709	-2.307
11	2.38	100, 55	31.42	15.71	0.230	0.029	2.806	-2.961
12	2.61	100, 56	31.42	15.71	0.291	0.034	4.199	-3.709
13	2.85	100, 58	31.42	15.71	0.359	0.040	5.896	-4.551
14	3.09	100, 59	31.42	15.71	0.435	0.045	7.906	-5.488
15	3.32	100, 61	31.42	15.71	0.519	0.051	10.239	-6.522
16	3.56	100, 62	31.42	15.71	0.611	0.058	12.911	-7.655
17	3.80	100, 64	31.42	15.71	0.712	0.065	15.951	-8.897
18	4.04	100, 65	31.42	15.71	0.821	0.072	19.390	-10.254
19	4.27	100, 67	31.42	15.71	0.941	0.080	23.254	-11.733
20	4.51	100, 68	31.42	15.71	1.070	0.088	27.563	-13.337
21	4.75	100, 70	31.42	15.71	1.209	0.097	32.335	-15.070

Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in [N/mm ²]
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm ²]
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [N/mm ²]
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [N/mm ²]
N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M_u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V_{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
V_{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
V_{Rd}	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Fondazione di valle

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 80	0.00	0.00	0.00	0.00	1000.00	269.62	--	--
2	0.08	100, 80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	269.62	--	--
3	0.16	100, 80	15.71	15.71	0.00	431.40	250.63	269.62	--	--
4	0.24	100, 80	15.71	15.71	0.00	431.40	111.84	269.62	--	--
5	0.32	100, 80	15.71	15.71	0.00	431.40	63.16	269.62	--	--
6	0.40	100, 80	15.71	15.71	0.00	431.40	40.59	269.62	--	--
7	0.48	100, 80	15.71	15.71	0.00	431.40	28.30	269.62	--	--
8	0.56	100, 80	15.71	15.71	0.00	431.40	20.88	269.62	--	--
9	0.64	100, 80	15.71	15.71	0.00	431.40	16.05	269.62	--	--

10	0.72	100, 80	15.71	15.71	0.00	431.40	12.73	269.62	--	--
11	0.80	100, 80	15.71	15.71	0.00	431.40	10.36	269.62	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
12	0.00	100, 80	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.08	100, 80	0.00	0.00	0.000	0.010	0.000	0.000
14	0.16	100, 80	15.71	15.71	0.015	0.019	0.898	-0.167
15	0.24	100, 80	15.71	15.71	0.034	0.029	2.020	-0.375
16	0.32	100, 80	15.71	15.71	0.060	0.039	3.592	-0.666
17	0.40	100, 80	15.71	15.71	0.094	0.049	5.613	-1.041
18	0.48	100, 80	15.71	15.71	0.135	0.058	8.084	-1.500
19	0.56	100, 80	15.71	15.71	0.184	0.068	11.005	-2.042
20	0.64	100, 80	15.71	15.71	0.241	0.078	14.376	-2.667
21	0.72	100, 80	15.71	15.71	0.305	0.087	18.197	-3.376
22	0.80	100, 80	15.71	15.71	0.377	0.097	22.469	-4.169

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 80	0.00	0.00	0.00	0.00	1000.00	269.62	--	--
2	0.31	100, 80	15.71	15.71	0.00	-431.40	157.17	269.62	--	--
3	0.62	100, 80	15.71	15.71	0.00	-431.40	41.60	269.62	--	--
4	0.93	100, 80	15.71	15.71	0.00	-431.40	19.64	269.62	--	--
5	1.24	100, 80	15.71	15.71	0.00	-431.40	11.78	269.62	--	--
6	1.55	100, 80	15.71	15.71	0.00	-431.40	8.05	269.62	--	--
7	1.86	100, 80	15.71	15.71	0.00	-431.40	5.98	269.62	--	--

8	2.17	100,80	15.71	15.71	0.00	-431.40	4.70	269.62	--	--
9	2.48	100,80	15.71	15.71	0.00	-431.40	3.71	269.62	--	--
10	2.79	100,80	15.71	15.71	0.00	-431.40	3.01	269.62	--	--
11	3.10	100,80	15.71	15.71	0.00	-431.40	2.50	269.62	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
12	0.00	100,80	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
13	0.31	100,80	15.71	15.71	0.007	-0.004	-0.079	0.424
14	0.62	100,80	15.71	15.71	0.026	-0.008	-0.283	1.526
15	0.93	100,80	15.71	15.71	0.051	-0.009	-0.566	3.049
16	1.24	100,80	15.71	15.71	0.079	-0.010	-0.880	4.741
17	1.55	100,80	15.71	15.71	0.108	-0.010	-1.200	6.471
18	1.86	100,80	15.71	15.71	0.138	-0.010	-1.529	8.240
19	2.17	100,80	15.71	15.71	0.169	-0.010	-1.866	10.060
20	2.48	100,80	15.71	15.71	0.200	-0.011	-2.215	11.941
21	2.79	100,80	15.71	15.71	0.233	-0.011	-2.578	13.894
22	3.10	100,80	15.71	15.71	0.267	-0.012	-2.955	15.930