

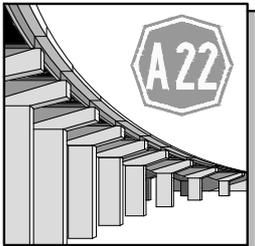
**ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO**
dott.ing. ROBERTO BOSETTI
INSCRIZIONE ALBO N° 1027

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
dott. ing. Roberto Bosetti

autostrada del brennero

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE
DELLA TERZA CORSIA NEL TRATTO COMPRESO
TRA VERONA NORD (KM 223) E L'INTERSEZIONE
CON L'AUTOSTRADA A1 (KM 314)

A1	LOTTO 2 - dal km 223+100 al km 230+717
4.5.2.6.	INTERVENTI SULLE OPERE D'ARTE Sottopasso F.S. Venezia-Milano (pr km 225+706) Relazioni di calcolo Muri d'ala

0	MAR. 2021	EMISSIONE	PRADELLI	M. ZINI	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA PROGETTO: LUGLIO 2009			DIREZIONE TECNICA GENERALE		IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA: 
NUMERO PROGETTO: 31/09					

INDICE

1	RELAZIONE ILLUSTRATIVA	5
1.1	ASPETTI GENERALI	5
1.2	METODO DI CALCOLO	7
1.2.1	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	7
1.3	COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE	10
1.3.1	COMBINAZIONI PER LA VERIFICA AGLI SLU	10
1.3.2	COMBINAZIONI PER LA VERIFICA AGLI SLE	11
1.3.3	COMBINAZIONI PER LA CONDIZIONE SISMICA	11
1.4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	12
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	13
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	14
3.1	TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1	14
3.2	PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE	15
3.3	CALCESTRUZZO PER MAGRONE	16
3.4	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONE ED ELEVAZIONE MURI	16
3.5	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	16
3.6	COPRIFERRI	17
4	CODICI DI CALCOLO	18
4.1	MAX 10 - AZTEC	18
4.2	VCASLU	19
5	METODOLOGIA DI CALCOLO	20
5.1	IMPOSTAZIONI PER LE VERIFICHE DI TIPO GEOTECNICO E DI EQUILIBRIO	20
5.2	SPINTA IN PRESENZA DI FALDA	21
5.3	SPINTA IN PRESENZA DI SISMA	21
5.4	VERIFICA A RIBALTAMENTO	22
5.5	VERIFICA A SCORRIMENTO	22
5.6	VERIFICA AL CARICO LIMITE	23

COMMITTENTE AUTOSTRADA DEL BRENNERO		CODIFICA DOCUMENTO AI_4_5_2_6_RELAZIONE_CALCULO_MURI.DOC	FOGLIO 3 DI 87
5.7	VERIFICA ALLA STABILITÀ GLOBALE		26
6	ANALISI DEI CARICHI		28
6.1	GEOMETRIA MURO E FONDAZIONE		28
6.2	PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO		28
6.3	CARICHI PERMANENTI		29
6.3.1	PESI PROPRI		29
6.3.2	SPINTA DEL TERRENO		29
6.4	CARICHI ACCIDENTALI		29
6.5	AZIONI SISMICHE		29
7	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI		31
7.1	COMBINAZIONI DI CARICO PRESE IN CONSIDERAZIONE		31
7.2	IMPOSTAZIONI DI ANALISI		33
8	CALCOLO E VERIFICA DEL MURO (H=3.85 M)		35
8.1	DATI GEOMETRICI DEL MURO		35
8.2	PARAMETRI GEOTECNICI E PROFILO DEL TERRENO		36
8.3	VERIFICHE SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO) E DI EQUILIBRIO DI CORPO RIGIDO (EQU)		37
8.3.1	COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE-TERRENO		38
8.3.2	RIBALTAMENTO		40
8.3.3	SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA		41
8.3.4	STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO		41
8.4	RIEPILOGO SOLLECITAZIONI MASSIME PER VERIFICHE DI TIPO STRUTTURALE (STR)		44
8.5	VERIFICHE SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR)		45
8.5.1	VERIFICHE SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR) PARETE IN ELEVAZIONE		45
8.5.1.1	Verifica a Pressoflessione e Taglio. Sezione di base		45
8.5.2	VERIFICHE SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR) IN FONDAZIONE		47
8.5.2.1	Verifica A Pressoflessione e Taglio. Sbalzo Anteriore, Sezione Di Attacco Parete		47
8.5.2.2	Verifica A Pressoflessione e Taglio. Sbalzo Posteriore, Sezione Di Attacco Parete		50
8.6	VERIFICHE SLE DI TIPO STRUTTURALE (STR)		53
8.6.1	VERIFICHE SLE DI TIPO STRUTTURALE (STR) PARETE IN ELEVAZIONE COMBINAZIONE DI CARICO FREQUENTE/RARA		53

8.6.2	VERIFICHE SLE DI TIPO STRUTTURALE (STR) IN FONDAZIONE, SBALZO ANTERIORE, COMBINAZIONE DI CARICO FREQUENTE/RARA	55
8.6.3	VERIFICHE SLE DI TIPO STRUTTURALE (STR) IN FONDAZIONE, SBALZO POSTERIORE COMBINAZIONE DI CARICO FREQUENTE/RARA	55
9	ALLEGATI	57

1 RELAZIONE ILLUSTRATIVA

1.1 ASPETTI GENERALI

Nell'ambito del progetto definitivo di adeguamento del tracciato A22 tra lo svincolo di Verona Nord (km 225+372) ed il sovrappasso della linea ferroviaria Verona-Mantova (km 230+163) è previsto l'intervento di allargamento del tratto autostradale in prossimità del ponte sulla linea Ferroviaria VENEZIA MILANO (progr. Ferroviaria 140+695, 140+730).

Per il Ponte è in previsione un significativo ampliamento con la realizzazione di due campate per raccordi laterali alla linea nell'ambito dei progetti per l'Alta Velocità; tale circostanza ha imposto la sostituzione delle attuali spalle con pile e la realizzazione di nuove spalle per le campate laterali.

Presso il risvolto della carreggiata Sud della spalla lato Trento, è previsto un prolungamento del fusto con un muro d'ala a pianta circolare la cui funzione è il sostegno del rilevato a protezione della futura linea ferroviaria "scalo merci".

Il muro sono previsti su fondazione diretta e viene dimensionato in funzione dell'altezza massima in elevazione (pari a circa 3.80m), del terreno da rilevato e da quello presente in fondazione, nonché dei carichi permanenti ed accidentali tipici delle strutture contro terra.

Il paramento interno dei muri è verticale.

Dal punto di vista sismico, l'opera oggetto della presente relazione ricade in zona sismica 4; la vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni, la classe d'uso assunta è la IV ($C_u = 2.0$). Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale: $V_R = V_N \cdot C_u = 200$ anni. Il tipo di terreno individuato dalle indagini geologiche risulta di tipo B.

All'opera verranno applicate le azioni di rito indicate dal D.M. 14.01.2008 "Norme tecniche per le costruzioni". Il dimensionamento verrà eseguito facendo riferimento ad una striscia di larghezza unitaria.

Le caratteristiche geometriche sono riportate nelle figure seguenti.

1.2 METODO DI CALCOLO

La sicurezza strutturale è verificata tramite il metodo semiprobabilistico agli stati limite, applicando il DM14/01/2008 “Norme Tecniche per le costruzioni” e relative Istruzioni.

In particolare viene verificata la sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).

1.2.1 CRITERI E DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA

L’effetto dell’azione sismica di progetto sull’opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s’intende che l’opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, come riportato al § 4.1.2.2.5.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l’opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l’opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l’opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l’esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA

L’opera oggetto della presente relazione ricade in zona sismica 3.

Per la definizione dell’azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell’opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d'uso assunta è la *IV* ($C_u = 2.0$)

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R(SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 1898 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma, è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T_c^* .

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di **categoria B**, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

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;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

L'opera ricade all'incirca alla Latitudine di $45^\circ 25,38' 4''$ N e Longitudine $10^\circ 54,34' 24''$ E, ad una quota di circa 84 m.s.m..

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c^*) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita sono riportati di seguito:

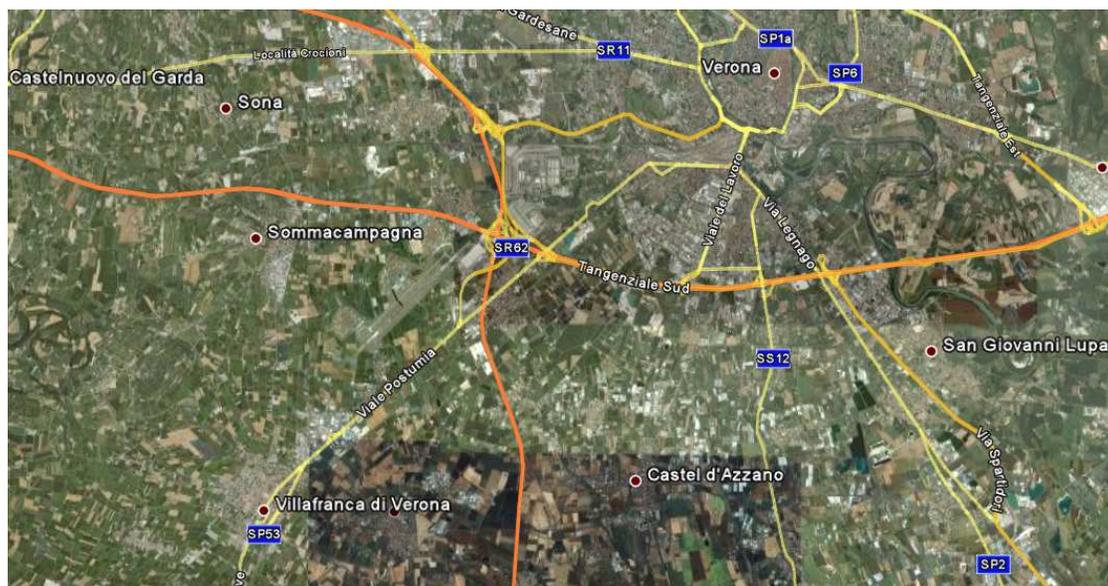


Figura 1.3 Tratto adeguamento del tracciato A22

LONGITUDINE: 10.91233 LATITUDINE: 45.42411

REGIONE: Veneto PROVINCIA: Verona COMUNE: Verona

Elaborazioni grafiche: Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche: Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo: Sito esterno al reticolo, Interpolazione su 3 nodi, Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Figura 1.4 Individuazione coordinate Verona – STP FS VE-MI

I valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL sono:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C [s]
SLO	120	0.087	2.443	0.262
SLD	201	0.111	2.408	0.271
SLV	1898	0.259	2.406	0.287
SLC	2475	0.286	2.381	0.289

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria "B.

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_S \text{ (SLV)} \Rightarrow 1.150$$

$$S_T \text{ (SLV)} \Rightarrow 1.000$$

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{\max} \text{ (SLV)} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1.150 \cdot 0.259 = 0.298g$$

1.3 COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE

Le combinazioni di carico agli stati limite considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nel Cap. 2 delle (NTC).

1.3.1 COMBINAZIONI PER LA VERIFICA AGLI SLU

Per i muri di sostegno § 6.5.3.1.1 (NTC) devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti Stati Limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)
 - Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
 - Scorrimento sul piano di posa;
 - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - Ribaltamento.
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando che la condizione (6.2.1 delle NTC) sia soddisfatta per ogni stato limite preso in considerazione.

In accordo al § 6.5.3.1.1 la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'approccio progettuale "Approccio 1 e Combinazione 2". I coefficienti parziali utilizzati sono riportati nelle seguenti Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.5.I, rispettivamente per le azioni e i parametri geotecnici.

APPROCCIO 1 → Combinazione 2 → (A2+M2+R2)

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

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γ_F	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
<i>Permanenti</i>	favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.3	1.0
<i>Permanenti non strutturali</i>	favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3
<i>Variabili</i>	favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3
<i>Variabili da traffico</i> <small>(da Tab. 5.1.V NTC)</small>	favorevole	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.35	1.35	1.15

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno.

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	M1	M2
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1.25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1	1.25
<i>Resistenza non drenata</i>	c'_{uk}	γ_{cu}	1	1.4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_{γ}	1	1

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
<i>Capacità portante della fondazione</i>	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$
<i>Scorrimento</i>	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$
<i>Resistenza del terreno a valle</i>	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$

Le rimanenti verifiche sono state effettuate tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I, seguendo l'Approccio 1 a doppia combinazione:

APPROCCIO 1 : Combinazione 1: → (A1+M1+R1)
 - Combinazione 2: → (A2+M2+R2)

Le NTC al § 6.5.3.1.1 recitano: “*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 come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della Tab.2.6.I e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte*”.

Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro.

Ai fini delle verifiche degli Stati Limite Ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

Combinazione fondamentale SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli SLU connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

$$G_1 + G_2 + A_d + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

1.3.2 COMBINAZIONI PER LA VERIFICA AGLI SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni:

- Rara ⇒ $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
- Frequente ⇒ $G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
- Quasi permanente ⇒ $G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

1.3.3 COMBINAZIONI PER LA CONDIZIONE SISMICA

Per la condizione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e gli stati limite di esercizio connessi all'azione sismica E :

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Le verifiche agli SLU devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel capitolo 6 delle NTC.

1.4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

La presente relazione è inscindibile dagli elaborate grafici e dai seguenti documenti:

A1_4_5_1	Relazione Tecnica Illustrativa
A1_4_5_2_1	Relazione di Calcolo Impalcato
A1_4_5_2_2	Relazione di Calcolo Soletta
A1_4_5_2_3	Relazione di Calcolo apparecchi di Appoggio e Giunti
A1_4_5_2_4	Relazione di Calcolo Spalle
A1_4_5_2_5	Relazione di Calcolo Pile
A1_4_5_2_6	Relazione di Calcolo Muri

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I calcoli sviluppati nel seguito sono svolti secondo il Metodo degli Stati Limite e nel rispetto della normativa vigente; in particolare si sono osservate le prescrizioni riportate nel cap.2 della relazione A1_4_5_1-Relazione Tecnica e Illustrativa, facente parte del progetto in oggetto.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Materiali come prescritti dal Decreto Ministeriale 14.01.2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

3.1 TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1

Questa tabella è da compilarsi in funzione dell’opera da eseguire: associare ad ogni elemento progettuale (fondazione, elevazione.....).

Tab 2

Classi di esposizione ambientale secondo UNI EN 206-1							
Classe di esposizione ambientale	Descrizione dell'ambiente di esposizione	Esempi di condizioni ambientali	UNI 9883	A/C massimo	Contenuto minimo di cemento (kg/m³)	Rok minima (N/mm²)	Copri ferro minimo (mm)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco							
X0	Molto secco	Cs per interni di edifici con umidità dell'aria molto bassa	1	-		C12/15	15
2 Corrosione delle armature per effetto della carbonatazione							
XC1	Secco o permanentemente bagnato	Cs per interni di edifici con umidità relativa bassa e immerso in acqua	2a	0,65	280	C20/25	20
XC2	Bagnato, raramente secco	Superfici in ds a contatto con acqua per lungo tempo es. fondazioni	2a	0,60	280	C25/30	20
XC3	Umidità moderata	Cs per interni con umidità relativa moderata o alta e cs all'esterno protetto dalla pioggia	5a	0,55	280	C30/37	30
XC4	Clicamente bagnato ed asciutto	Superfici in ds a contatto con l'acqua, non nella classe X C2.	4a, 5b	0,50	300	C30/37	30
3 Corrosione delle armature per effetto dei cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare							
XD1	Umidità moderata	Superfici in ds esposte a nebbia salina	5a	0,55	300*	C30/37	30
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine, ds esposti ad acque industriali, contenenti cloruri	4a, 5b	0,55	300	C30/37	30
XD3	Clicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri, pavimentazioni di parcheggio	5c	0,45	320	C35/45	40
4 Corrosione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare							
XS1	Esposto alla nebbia salina ma non all'acqua di mare	Strutture prossime o sulla costa	4a, 5b	0,50	300	C30/37	30
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine	5c	0,45	320	C35/45	40
XS3	Zone esposte alle onde o alla marea	Parti di strutture marine	5c	0,45	340	C35/45	40
5 Attacco dei cicli di gelo/degelo con o senza sali disgelanti							
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici verticali in ds esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,55	300	C30/37	30
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali in ds di strutture stradali esposte al gelo e nebbia da sali disgelanti	3, 4b	0,55	300	C25/30	4,0 e aggregati resistenti al gelo/degelo
XF3	Blevata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali in ds esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,50	320	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/degelo
XF4	Blevata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti o acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti ai sali disgelanti. Superfici in ds esposte direttamente a nebbia contenente sali disgelanti	3, 4b	0,45	340	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/degelo
6 Attacco chimico							
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5a	0,55	300	C30/37	30
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	4*, 5b	0,50	320 cemento resistente ai solfati	C30/37	30
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5c	0,45	380 cemento resistente ai solfati	C35/45	40

Conglomerato cementizio per elementi strutturali:

ELEMENTO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA (Mpa)	COPRIFERRO (mm)	CLASSE DI CONSISTENZA	RAPPORTO ACQUA/CEMENTO (+Aria %)	DIMENSIONE MASSIMA NOMINALE DEGLI AGGREGATI (mm)
FONDAZIONE ED ELEVAZIONE	XC2	C25/30	40	S4	0.60	40

3.2 PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE

Nel capitolo 4 del DM 14.01.2008 si identificano i parametri a cui fare riferimento per la verifica a fessurazione.

Tabella 4.LIII – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Tabella 4.LIV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_4	Stato limite	w_4
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	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_4 , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

Scheda riassuntiva parametri di fessurazione secondo DM2008:

ELEMENTO	Classe di esposizione	Gruppo di esigenza	Combinazione	w _d
FONDAZIONE ED ELEVAZIONE	XC2	a	frequente	0.4
			quasi permanente	0.3

Le verifiche saranno comunque condotte secondo quanto prescritto **dall'Istruzione 44A di RFI**, in cui i valori limite di apertura delle fessure, per la **combinazione frequente** e per armature poco sensibili, sono i seguenti:

- a) $\delta f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili;
- b) $\delta f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 14.1.2008.

In ogni caso devono essere condotte le verifiche a fessurazione mediante calcolo diretto, ai sensi del D.M. 14.01.2008, p.to 4.1.2.2.4.6.

3.3 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

3.4 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONE ED ELEVAZIONE MURI

Per la realizzazione dei pali di fondazione in cemento armato di pile e spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 30 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	14.16 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	15.00 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2.56 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	1.795 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.197 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	→ $\tau_c = 0.50 \cdot f_{ctk} =$	0.900 N/mm ²

3.5 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,13 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}}/f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	→ $f_{yk} \geq$	450.00 N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	→ $f_{tk} \geq$	540.00 N/mm ²
Tensione di calcolo elastica	→ $\sigma_c = 0.80 * f_{yk} =$	360.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	→ $\gamma_s =$	1.15
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30 N/mm ²

3.6 COPRIFERRI

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h .

Vale pertanto:

$$c_{nom} = c_{min} + h$$

La tolleranza di posizionamento delle armature h , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 5mm.

Considerata la Classe di esposizione ambientale delle singole parti strutturali dell'opera, si adottano i seguenti copriferri.

	Copriferro - c_{min} [mm]
<i>FONDAZIONI</i>	
Fondazione ed Elevazione	40

4 CODICI DI CALCOLO

4.1 MAX 10 - AZTEC

I calcoli per il dimensionamento delle strutture di sostegno (muri) sono stati eseguiti con l'ausilio del programma di calcolo MAX **10.0**, versione 10.07a, prodotto dalla "Aztec Informatica Srl", di Casole Bruzio (CS). Licenza n. AIU26662G.

Nome software	N° revisione	Data revisione	Estensore	Data d'acquisto	Data validazione
MAX 10.0	10.07b	13 Novembre 2009	Aztec Informatica Srl	13 Novembre 2009	(fare riferimento al produttore)

Il programma **MAX** è dedicato all'analisi e al calcolo dei muri di sostegno. I tipi di muri che è possibile analizzare con il programma **MAX** sono:

- muri a gravità;
- a semigravità;
- muri in calcestruzzo armato.

Possono essere inoltre considerati, in funzione del tipo di muro e del materiale che lo costituisce, muri con:

- contrafforti;
- mensole di contrappeso e di marciapiede;
- pali di fondazione;
- tiranti di ancoraggio.

MAX consente inoltre l'analisi di muri di cantina. Il programma consente di stratificare il terreno sia in elevazione sia in fondazione, e di inserire carichi (concentrati e distribuiti) sul profilo e in qualsiasi posizione del muro.

Il programma consente di inserire carichi (concentrati e distribuiti) sul terreno e sul muro, in qualunque posizione. I carichi sono gestiti per condizioni. Definite le condizioni di carico, si possono definire le combinazioni di carico manualmente o in modo automatico previa definizione del tipo di Normativa da utilizzare (**D.M. 1988 + D.M. 1996 o D.M. 14/01/2008 (NTC 2008)**).

L'analisi può essere eseguita sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche. Il calcolo delle armature e la verifica delle sezioni eseguito con il metodo delle tensioni ammissibili o degli stati limite ultimi.

I metodi di calcolo implementati in **nel programma sono:**

Calcolo della spinta:

- Rankine;
- Coulomb;
- Culman;
- Mononobe-Okabe;

Calcolo della capacità portante:

- Terzaghi;
- Meyerof;

Hansen;

Vesic;

Berezantzev.

In presenza di tiranti o contrafforti sul paramento, quest'ultimo viene calcolato attraverso un modello a piastra utilizzato anche per le mensole di fondazione in presenza di pali. Le piastre e i pali vengono calcolati con il metodo degli Elementi finiti.

Analisi di stabilità del pendio nei pressi dell'opera:

Fellenius;

Bishop.

In presenza di pali di fondazione è possibile selezionare il tipo di capacità portante (capacità portante di punta, capacità portante per attrito laterale), la tipologia dei pali (pali infissi, pali trivellati), la modalità di rottura del sistema palo-terreno, ecc.

4.2 VCASLU

Per le verifiche di resistenza si utilizzerà il programma **VcaSlu**, che consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo stato limite ultimo che con il metodo n.

5 METODOLOGIA DI CALCOLO

La sicurezza strutturale è verificata tramite il metodo semiprobabilistico agli stati limite, applicando il DM14/01/2008 “Norme Tecniche per le costruzioni” e relative Istruzioni.

In particolare viene verificata la sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).

Per i muri di sostegno, secondo quanto previsto dalla normativa di riferimento, devono essere effettuate le verifiche in rapporto ai seguenti Stati Limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)
 - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - Ribaltamento;
 - Scorrimento sul piano di posa;
 - Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

Per le verifiche di sicurezza la normativa prevede due diverse approcci: Approccio 1 ed Approccio 2.

Nel caso specifico si adotterà L'APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 1 e COMBINAZIONE 2.

5.1 IMPOSTAZIONI PER LE VERIFICHE DI TIPO GEOTECNICO E DI EQUILIBRIO

Visto l'andamento di tipo “a spezzata” della superficie del terreno, per il calcolo delle spinte si utilizza il metodo di Cullman, il quale adotta le stesse ipotesi della teoria 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. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). 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 (angolo di inclinazione α rispetto all'orizzontale) 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;
- 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.

5.2 SPINTA IN PRESENZA DI FALDA

Nel caso in cui a monte del muro sia presente la falda il diagramma delle pressioni sul muro risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

5.3 SPINTA IN PRESENZA DI SISMA

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al 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 parete 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

$$\theta = \arctg[(\gamma_{\text{sat}}/(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

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

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

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

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.

5.4 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 gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

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

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. 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.

5.5 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

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

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

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_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

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

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Nel caso in oggetto verrà assunto un angolo δ_f un po' inferiore a ϕ .

5.6 VERIFICA AL CARICO LIMITE

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 $\eta_q \geq 1.0$

Le espressioni di Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a seconda se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ($\phi=0$) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

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

Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = 5.14 \cdot c \cdot (1 + s_c + d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c) + q$$

in cui d_c, d_q, d_γ , sono i fattori di profondità; s_c, s_q, s_γ , sono i fattori di forma; i_c, i_q, i_γ , sono i fattori di inclinazione del carico; b_c, b_q, b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa; g_c, g_q, g_γ , sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori N_c, N_q, N_γ sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \text{tg}\phi} K_p$$

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

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \text{tg}\phi$$

Vediamo ora come si esprimono i vari fattori che compaiono nella espressione del carico ultimo.

Fattori di forma

$$\text{per } \phi=0 \quad s_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \text{tg}\phi$$

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

Fattori di profondità

Si definisce il parametro k come

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \text{arctg} \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1$$

I vari coefficienti si esprimono come

$$\text{per } \phi=0 \quad d_c = 0.4k$$

$$\text{per } \phi>0 \quad d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2\text{tg}\phi(1 - \sin\phi)^2 k$$

$$d_\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Indichiamo con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con A_f l'area efficace della fondazione ottenuta come $A_f = B' \times L'$ (B' e L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B , L e all'eccentricità del carico e_B , e_L dalle relazioni $B' = B - 2e_B$, $L' = L - 2e_L$) e con η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ($\eta=0$ per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

$$\text{per } \phi = 0 \quad i_c = \frac{H}{A_f c_a} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \right)$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \text{ctg}\phi} \right)^5$$

$$\text{per } \eta = 0 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \text{ctg}\phi} \right)^5$$

$$\text{per } \eta > 0 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ)H}{V + A_f c_a \text{ctg}\phi} \right)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$\text{per } \phi=0 \quad b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = e^{-2\eta \text{tg}\phi}$$

$$b_\gamma = e^{-2.7\eta \text{tg}\phi}$$

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con β la pendenza del pendio i fattori g si ottengono dalle espressioni seguenti:

$$\text{per } \phi = 0 \quad g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.05 \text{tg}\beta)^5$$

Per poter applicare la formula di Hansen devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$$H < V \text{tg}\delta + A_f c_a$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_\gamma > 0$$

$$\beta + \eta \leq 90^\circ$$

5.7 VERIFICA ALLA 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.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i^n \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \operatorname{tg} \phi_i \right)}{\sum_i^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove 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 e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 GEOMETRIA MURO E FONDAZIONE

Descrizione **Muro a mensola in c.a.**

Altezza del paramento	3.80 [m]
Spessore in sommità	0.70 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.70 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	20.00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.80 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	3.50 [m]
Lunghezza totale fondazione	5.00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	1.00 [m]
Spessore magrone	0.10 [m]

6.2 PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Nei successivi calcoli saranno definite due diverse tipologie di terreno aventi caratteristiche geotecniche desunte a partire dalle stratigrafie indicate nella Relazione Geotecnica inerente al viadotto in oggetto. I parametri geotecnici di calcolo sono riassunti nelle seguenti tabelle:

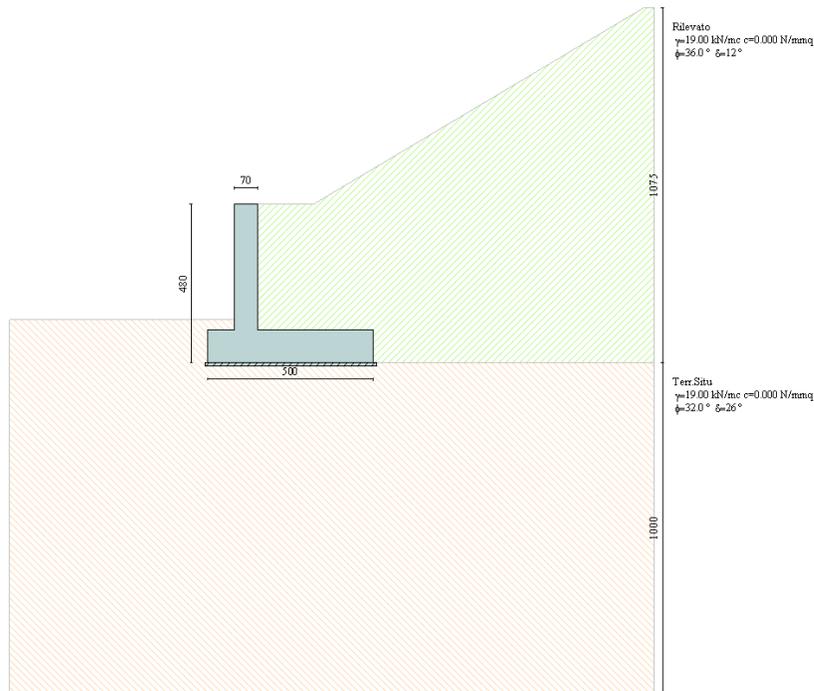
Terreno tipo 1 (relativo alla parte in elevazione):

spessore dello strato (m)	Variabile in funzione della tipologia di muro analizzato
angolo di resistenza al taglio	36°
angolo di attrito terreno-muro	12°
coesione N/mm ^q	0.00
Peso dell'unità di volume naturale del terreno kN/mc	19.00
Peso dell'unità di volume in condizioni sature del terreno kN/mc	20.00

Terreno tipo 2 (al di sotto del piano di fondazione):

spessore dello strato (m)	10.00
angolo di resistenza al taglio	32°
angolo di attrito terreno-fondazione	26°
coesione N/mm ^q	0.00
Peso dell'unità di volume naturale del terreno kN/mc	19.00
Peso dell'unità di volume in condizioni sature del terreno kN/mc	20.00

Non siamo in presenza di falda.



6.3 CARICHI PERMANENTI

6.3.1 PESI PROPRI

Vengono messi in conto i seguenti pesi propri:

- opera di sostegno: peso specifico del c.a. = 25.0 kN/mc

6.3.2 SPINTA DEL TERRENO

Come già illustrato in precedenza, vista la conformazione “a spezzata” della superficie del terreno, per il calcolo della spinta si utilizzerà il metodo di Culmann.

6.4 CARICHI ACCIDENTALI

Vista la configurazione del terreno e la tipologia di muro, non vengono presi in considerazione carichi accidentali.

6.5 AZIONI SISMICHE

Vale quanto riportato in precedenza.

In particolare, essendo il muro in oggetto posto in zona sismica di Classe 4, non viene preso in considerazione il sisma verticale (così come indicato dal D.M. 14.01.2008 al paragrafo 7.2.1).

La dicitura “sisma verticale positivo”, che puo’ comparire negli estratti dei tabulati di seguito riportati, è solo una scritta ricorrente adottata dal programma per indicare genericamente la presenza di sisma (nel caso in oggetto, pero’, privo di componente verticale, sia positiva che negativa). Inoltre si sono, per brevità, stralciate le condizioni con dicitura “sisma verticale negativo” perché, appunto, coincidenti con quelle con “sisma verticale positivo”.

7 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Sono trattati gli stati limite SLU ed SLE dedotti dalle combinazioni di carico e prendendo in considerazione i coefficienti parziali delle azioni così come indicato dal D.M. del 14/01/2008: Norme tecniche per le costruzioni.

Metodologia adottata: **APPROCCIO 1**

✓ Combinazione 1: → (A1+M1+R1)

✓ Combinazione 2: → (A2+M2+R2)

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.70$ $\Psi_1=0.50$ $\Psi_2=0.20$

7.1 COMBINAZIONI DI CARICO PRESE IN CONSIDERAZIONE

Di seguito si riportano le combinazioni dei carichi generati prese in considerazione nel calcolo.

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.10	1.00	1.10
Spinta terreno	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 4 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

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

	γ	Ψ	C
--	----------	--------	-----

Peso proprio	1.00	1.00	1.00
--------------	------	------	------

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

Combinazione n° 6 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

γ	Ψ	C
----------	--------	----------

Peso proprio	1.00	1.00	1.00
--------------	------	------	------

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

Combinazione n° 7 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

γ	Ψ	C
----------	--------	----------

Peso proprio	1.00	1.00	1.00
--------------	------	------	------

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

Combinazione n° 8 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

γ	Ψ	C
----------	--------	----------

Peso proprio	1.00	1.00	1.00
--------------	------	------	------

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

Combinazione n° 9 EQU - Sisma Vert. negativo

γ	Ψ	C
----------	--------	----------

Peso proprio	1.00	1.00	1.00
--------------	------	------	------

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

Combinazione n° 10 EQU - Sisma Vert. positivo

γ	Ψ	C
----------	--------	----------

Peso proprio	1.00	1.00	1.00
--------------	------	------	------

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

Combinazione n° 11 STAB - Sisma Vert. positivo

γ	Ψ	C
----------	--------	----------

Peso proprio	1.00	1.00	1.00
--------------	------	------	------

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

Combinazione n° 12 STAB - Sisma Vert. negativo

γ	Ψ	C
----------	--------	----------

Peso proprio	1.00	1.00	1.00
--------------	------	------	------

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

Combinazione n° 13 SLE (Quasi Permanente)

γ	Ψ	C
----------	--------	----------

Peso proprio	1.00	1.00	1.00
--------------	------	------	------

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

Combinazione n° 14 SLE (Frequente)

γ	Ψ	C
----------	--------	-----

Peso proprio	1.00	1.00	1.00
--------------	------	------	------

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

Combinazione n° 15 SLE (Rara)

γ	Ψ	C
----------	--------	-----

Peso proprio	1.00	1.00	1.00
--------------	------	------	------

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

7.2 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 1.50

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione 1.50

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 tensioni

Combinazione di carico

Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$ Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Impostazioni avanzate

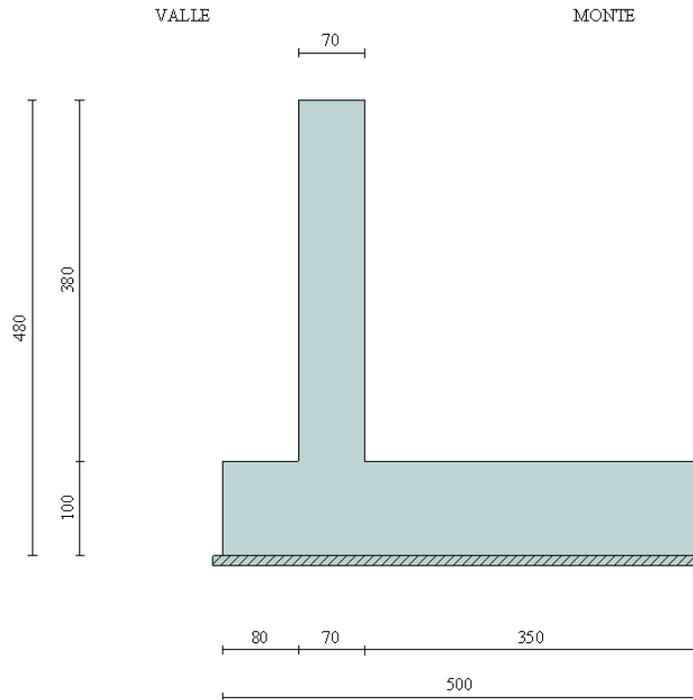
Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni.

Influenza del terreno sulla fondazione di valle nelle verifiche e nel calcolo delle sollecitazioni.

Terreno a monte a elevata permeabilità.

8 CALCOLO E VERIFICA DEL MURO (H=3.85 M)

8.1 DATI GEOMETRICI DEL MURO



Descrizione **Muro a mensola in c.a.**

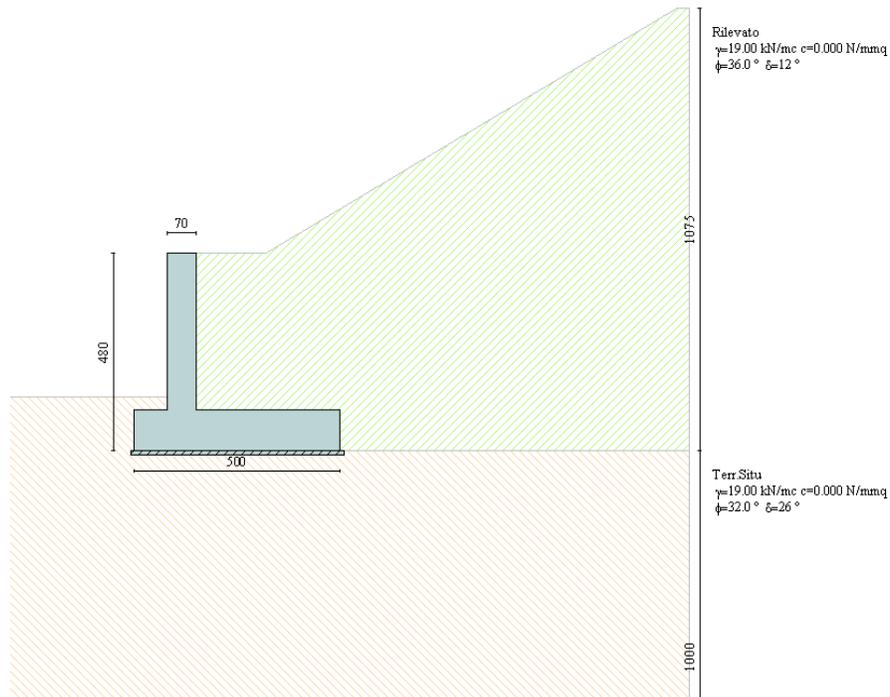
Altezza del paramento	3.80 [m]
Spessore in sommità	0.70 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.70 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	1.00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.80 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	3.50 [m]
Lunghezza totale fondazione	5.05 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	1.00 [m]
Spessore magrone	0.10 [m]

8.2 PARAMETRI GEOTECNICI E PROFILO DEL TERRENO

I parametri geotecnici adottati ed il profilo del terreno sono riassunti nella seguente figura:



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	1.70	0.00	0.00
2	11.70	5.95	30.75
3	12.00	5.95	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 0.30 [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 [°]
hc	Coesione espressa in [N/mm ²]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [N/mm ²]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Rilevato	19.00	20.00	36.00	12.00	0.0000	0.0000
Terr.Situ	19.00	20.00	32.00	26.00	0.0000	0.0000

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>K_w</i>	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
<i>K_s</i>	Coefficiente di spinta
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato

Nr.	H	a	K _w	K _s	Terreno
1	4.80	0.00	0.00	0.00	Rilevato
2	10.00	0.00	6.52	0.00	Terr.Situ

8.3 VERIFICHE SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO) E DI EQUILIBRIO DI CORPO RIGIDO (EQU)

Le verifiche eseguite sono le seguenti:

- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- Ribaltamento;
- Scorrimento sul piano di posa;
- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

Per la definizione del carico del terreno di fondazione è stata adottato il metodo di Brinch-Hansen.

Di seguito si riporta un quadro riassuntivo delle verifiche eseguite, e per ciascuna di esse sarà esplicitata quella con il coefficiente di sicurezza minore.

Simbologia adottata

<i>C</i>	<i>Identificativo della combinazione</i>
<i>Tipo</i>	<i>Tipo combinazione</i>
<i>Sisma</i>	<i>Combinazione sismica</i>
<i>C_{SSCO}</i>	<i>Coeff. di sicurezza allo scorrimento</i>
<i>C_{SRIB}</i>	<i>Coeff. di sicurezza al ribaltamento</i>
<i>C_{SQLIM}</i>	<i>Coeff. di sicurezza a carico limite</i>
<i>C_{SSTAB}</i>	<i>Coeff. di sicurezza a stabilità globale</i>

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1.68	--	5.03	--
2	A2-M2 - [1]	--	1.04	--	1.81	--
3	EQU - [1]	--	--	3.63	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	1.29
5	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1.78	--	6.15	--
6	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1.78	--	6.11	--
7	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1.01	--	1.70	--
8	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1.01	--	1.71	--
9	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3.56	--	--
10	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3.58	--	--
11	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.28
12	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.28
13	SLEQ - [1]	--	1.85	--	6.45	--
14	SLEF - [1]	--	1.85	--	6.45	--
15	SLER - [1]	--	1.85	--	6.45	--

8.3.1 COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE-TERRENO

La combinazione di carico che presenta il coefficiente di sicurezza minore è la n. 7

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
<i>C</i>	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 7 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	<i>C</i>
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

COMBINAZIONE n° 7

Valore della spinta statica	188.0458	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	185.3847	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	31.5238	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 3.50	[m]	Y = -2.70	[m]

Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	9.65	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	47.91	[°]		
Incremento sismico della spinta	3.8757	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 3.50	[m]	Y = -1.86	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	47.72	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	271.0141	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.83	[m]	Y = -1.75	[m]
Inerzia del muro 1.0921	[kN]			
Inerzia verticale del muro	0.5460	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	1.5455	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0.7728	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	191.8432	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	496.0064	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	496.0064	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	191.8432	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.39	[m]		
Risultante in fondazione	531.8140	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	21.15	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	191.5626	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	844.3312	[kN]		

Tensioni sul terreno

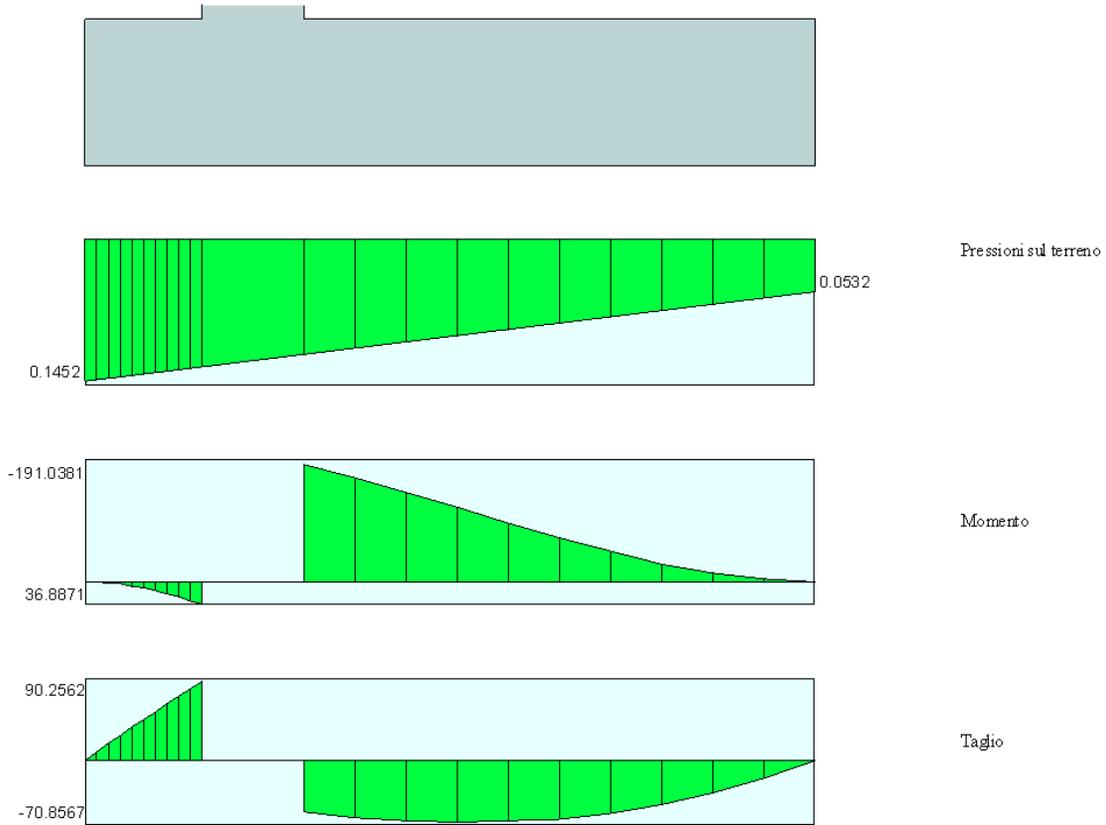
Lunghezza fondazione reagente	5.00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.14518	[N/mm ²]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.05323	[N/mm ²]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 23.18$	$N'_c = 7.28$
$N_q = 12.59$	$N'_q = 4.64$
$N_\gamma = 8.69$	$N'_\gamma = 1.79$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.01
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.70



8.3.2 RIBALTAMENTO

La combinazione di carico che presenta il coefficiente di sicurezza minore è la n. 9

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione		
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione		
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione		

Combinazione n° 9 EQU - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

COMBINAZIONE n° 9

Valore della spinta statica	188.0458	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	185.3847	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	31.5238	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 3.50	[m]	Y = -2.70	[m]

Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	9.65	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	47.91	[°]		
Incremento sismico della spinta	2.8034	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 3.50	[m]	Y = -1.86	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	47.72	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	271.0141	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.83	[m]	Y = -1.75	[m]
Inerzia del muro 1.0921		[kN]		
Inerzia verticale del muro	-0.5460	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	1.5455	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-0.7728	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	190.7860	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	493.1890	[kN]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	407.5042	[kNm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	1450.8008	[kNm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	493.1890	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	190.7860	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.38	[m]		
Risultante in fondazione	528.8050	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	21.15	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	189.6760	[kNm]		

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.56
--	------

8.3.3 SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

La combinazione di carico che presenta il coefficiente di sicurezza minore è la n. 7

Si rimanda al par. 8.3.1.

8.3.4 STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO

La combinazione di carico che presenta il coefficiente di sicurezza minore è la n. 11

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 11 STAB - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11

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/mm ²]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm ²]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= 0.00 Y[m]= 4.31

Raggio del cerchio R[m]= 9.75

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -5.86

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 9.74

Larghezza della striscia dx[m]= 0.62

Coefficiente di sicurezza C= 1.28

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	2717.71	78.31	2661.38	3.08	30.17	0.000	0.000
2	4900.26	64.90	4437.40	1.47	30.17	0.000	0.000
3	5842.59	57.18	4910.24	1.15	30.17	0.000	0.000
4	6443.39	50.89	4999.73	0.99	30.17	0.000	0.000
5	6841.12	45.37	4868.68	0.89	30.17	0.000	0.000
6	7095.18	40.35	4594.15	0.82	30.17	0.000	0.000
7	7237.91	35.69	4222.43	0.77	30.17	0.000	0.000
8	7289.23	31.28	3785.16	0.73	30.17	0.000	0.000
9	7262.37	27.08	3305.85	0.70	30.17	0.000	0.000
10	7166.53	23.03	2803.10	0.68	30.17	0.000	0.000

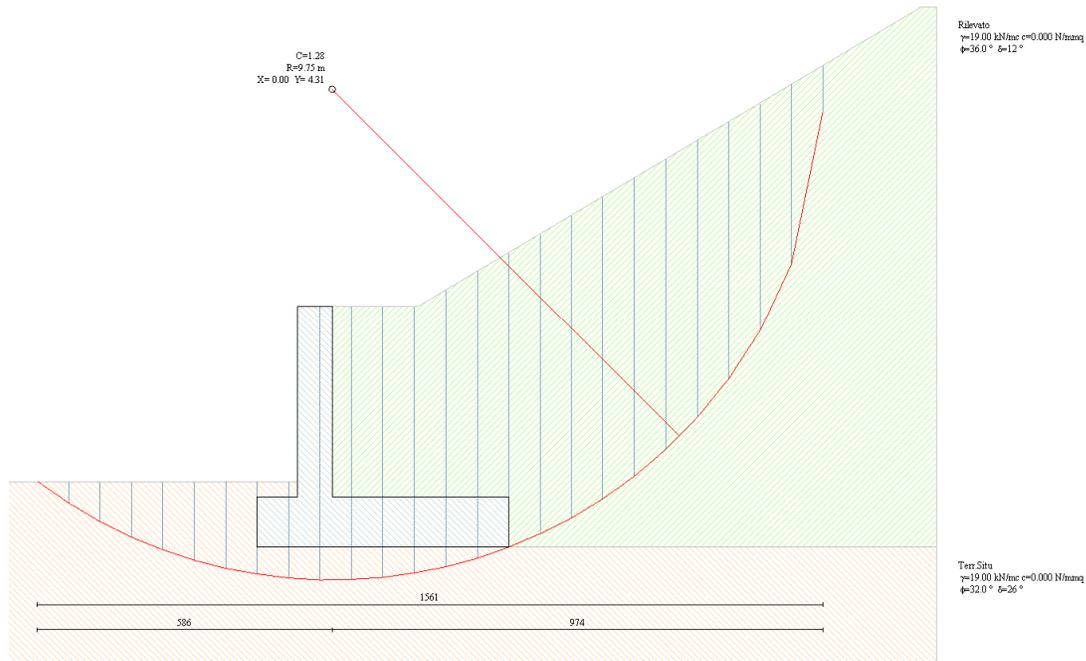
11	7389.77	19.09	2417.05	0.66	26.57	0.000	0.000
12	7174.61	15.25	1887.14	0.65	26.56	0.000	0.000
13	6907.85	11.48	1374.55	0.64	26.56	0.000	0.000
14	6860.21	7.76	925.72	0.63	26.56	0.000	0.000
15	6938.49	4.07	491.93	0.63	26.56	0.000	0.000
16	7538.28	0.39	51.70	0.62	26.56	0.000	0.000
17	6855.20	-3.28	-392.00	0.63	26.56	0.000	0.000
18	2647.21	-6.96	-320.91	0.63	26.56	0.000	0.000
19	2151.51	-10.68	-398.60	0.64	26.56	0.000	0.000
20	1979.46	-14.44	-493.51	0.64	26.56	0.000	0.000
21	1757.62	-18.26	-550.77	0.66	26.56	0.000	0.000
22	1479.09	-22.17	-558.23	0.67	29.46	0.000	0.000
23	1139.36	-26.20	-503.00	0.70	30.17	0.000	0.000
24	732.26	-30.37	-370.20	0.72	30.17	0.000	0.000
25	249.22	-34.73	-141.97	0.76	30.17	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 1221.8930$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 431.5684$ [kN]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 556.0229$ [kN]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0.0000$ [kN]



8.4 RIEPILOGO SOLLECITAZIONI MASSIME PER VERIFICHE DI TIPO STRUTTURALE (STR)

Di seguito si riporta un quadro riassuntivo delle sollecitazioni massime a base fusto ed in fondazione per le varie condizioni di carico.

C	Tipo	ELEVAZIONE			FONDAZIONE					
		Sezione z=0			Sbalzo anteriore			Sbalzo anteriore		
		N (kN)	M (kNm)	T (kN)	N (kN)	M (kNm)	T (kN)	N (kN)	M (kNm)	T (kN)
1	A1-M1	95.8	50.4	43.8	/	31.8	79.0	/	-117.9	-44.1
2	A2-M2	75.7	56.7	54.1	/	35.7	87.5	/	-181.4	-57.1
5	A1+M1+Sis neg.	93.7	40.6	34.7	/	27.6	68.4	/	-98.6	-32.0
6	A1+M1+Sis pos.	93.8	40.9	34.9	/	27.9	69.0	/	-96.0	-30.3
7	A2+M2+Sis neg.	76.1	61.4	56.7	/	36.9	90.3	/	-191.0	-59.6
8	A2+M2+Sis pos.	76.0	60.8	56.4	/	36.6	89.5	/	-193.0	-61.1
13-14-15	SLE Q.P., Fr., R.	73.7	38.8	33.7	/	26.9	66.6	/	-88.2	-28.4

C= Identificativo della combinazione

Tipo = Tipo di combinazione

8.5 VERIFICHE SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR)

8.5.1 VERIFICHE SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR) PARETE IN ELEVAZIONE

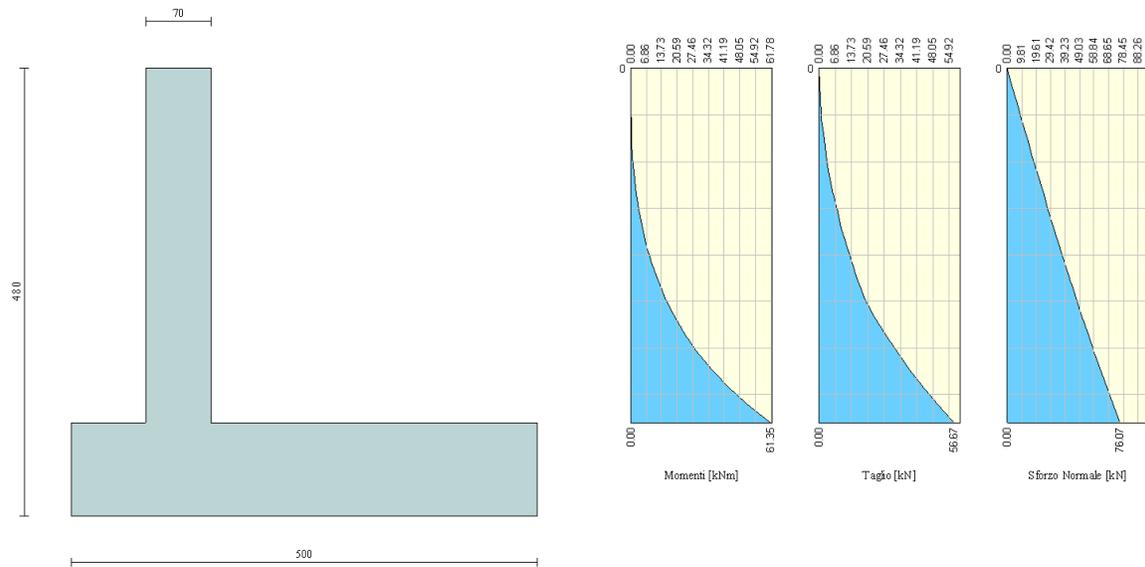
Di seguito si riportano le sollecitazioni massime relativamente alla combinazione di carico più gravosa che risulta essere la n.7 (A2+M2+Sis neg.).

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 7 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00



8.5.1.1 Verifica a Pressoflessione e Taglio. Sezione di base

Le sollecitazioni (SLU) nella sezione d'attacco della parete verticale alla fondazione risultano:

$$M_{Sd} = 61.4 \text{ kNm/m}$$

$$N_{Sd} = 76.1 \text{ kN/m}$$

$$T = 56.7 \text{ kN/m}$$

L'armatura sarà realizzata con 1 ϕ 16/25cm lato monte e 1 ϕ 14/25cm lato valle, copriferro $C=(4+1.4+1.6/2)=6.2\text{cm}$; con tale armatura sarà eseguita la verifica di pressoflessione.

Verifica a Pressoflessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: MI-YE Muroh3.80-PareteSLU

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Muro h=3.80. Elevazione. SLU

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	70

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6.16	6.2
2	8.04	63.8

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione C.A.
 File

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

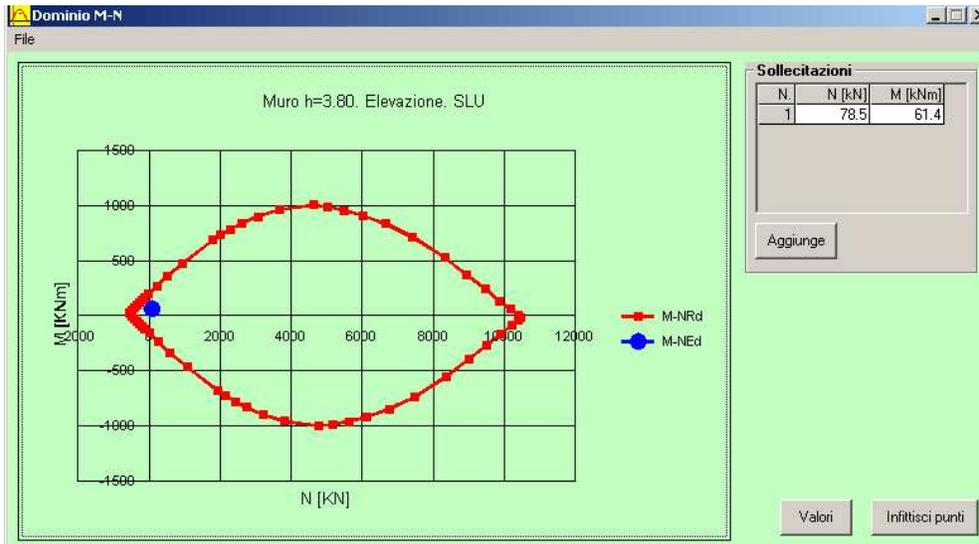
Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s	<input type="text" value="200 000"/> N/mm²	f_{cd}	<input type="text" value="14.17"/> ‰
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="9.75"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0.6"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="1.829"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ



Verifica soddisfatta.

Verifica a Taglio

Nel caso di elementi privi di armature trasversali resistenti a Taglio:

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'elemento fessurato da momento flettente, la resist

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

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);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale (\leq

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione (\leq

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

Inserire dati in rosso

V_{Ed}	56.70	kN	taglio sollecitante
N_{Ed}	76.1	kN	sforzo normale + se compr. (con traz. ci vuole armatura a taglio)
CLS	C25/30		
f_{ck}	24.9	N/mm ²	
γ_c	1.5		
f_{cd}	14.1		
b_w	1000	mm	larghezza della sezione resistente
h	700	mm	
d	638	mm	altezza utile della sezione resistente
A_{sl}	804	mm ²	sola armatura tesa ? Si
ρ_l	0.001		<0.02
σ_{cp}	0.1	N/mm ²	<0.2fcd
k	1.5599		<2
v_{min}	0.3403		
	185.24	kN	
	227.49	kN	
V_{rd}	227.49	kN	Verificata

Verifica soddisfatta.

8.5.2 VERIFICHE SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR) IN FONDAZIONE

8.5.2.1 Verifica A Pressoflessione e Taglio. Sbalzo Anteriore, Sezione Di Attacco Parete

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime relativamente alla combinazione di carico più gravosa che risulta essere la n.7 (A2+M2+Sis neg.).

Simbologia adottata

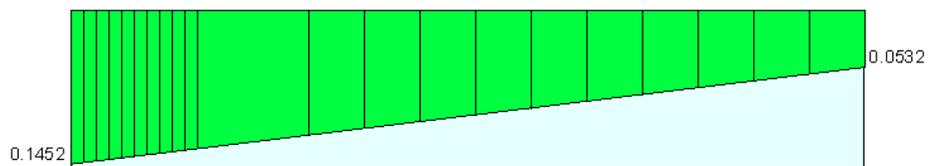
γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

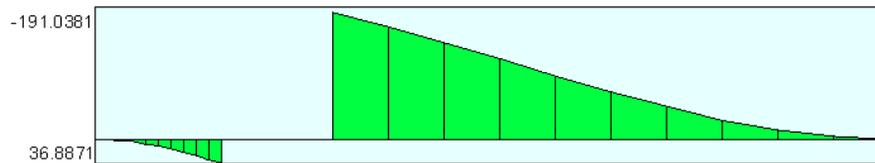
C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 7 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

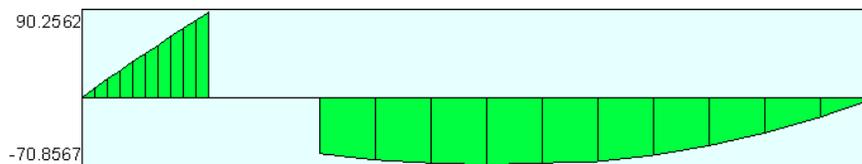
	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00



Pressioni sul terreno



Momento



Taglio

Le sollecitazioni (SLU) nella sezione d'attacco della parete verticale alla fondazione risultano:

$$M_{Sd} = 36.9 \text{ kNm/m}$$

$$N_{Sd} = / \text{ kN/m}$$

$$T = 90.3 \text{ kN/m}$$

L'armatura sarà realizzata con 1 ϕ 16/25cm inferiori e 1 ϕ 20/25cm superiori, copriferro $C=(4+1.4+1.6/2)=6.2\text{cm}$; con tale armatura sarà eseguita la verifica di pressoflessione.

Verifica a Pressoflessione

Titolo : Muro h=3.80. Fondazione. Sbalzo anteriore. SLU

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12.57	6.2
2	8.04	93.8

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

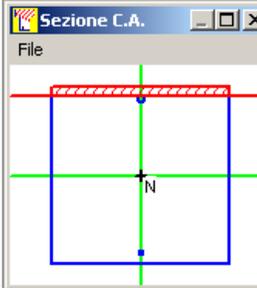
P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

L₀ cm

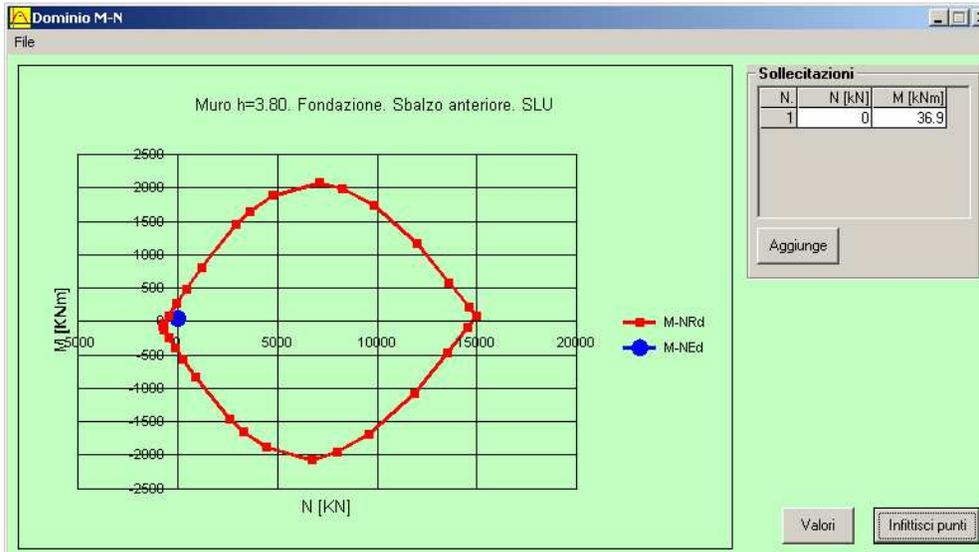
Precompresso

Materiali

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ



Verifica soddisfatta.

Verifica a Taglio

Nel caso di elementi privi di armature trasversali resistenti a Taglio:

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'elemento fessurato da momento flettente, k

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

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);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione

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

Inserire dati in rosso

V_{Ed}	90.30	kN	taglio sollecitante
N_{Ed}	0	kN	sforzo normale + se compr. (con traz. ci vuole armatura a taglio)
CLS	C25/30		
f_{ck}	24.9	N/mm ²	
γ_c	1.5		
f_{cd}	14.1		
b_w	1000	mm	larghezza della sezione resistente
h	1000	mm	
d	938	mm	altezza utile della sezione resistente
A_{sl}	800	mm ²	sola armatura tesa ? Si
ρ_l	0.001		<0.02
σ_{cp}	0.0	N/mm ²	<0.2fcd
k	1.4618		<2
v_{min}	0.3087		
	211.49	kN	
	289.52	kN	
V_{Rd}	289.52	kN	Verificata

Verifica soddisfatta.

8.5.2.2 Verifica A Pressoflessione e Taglio. Sbalzo Posteriore, Sezione Di Attacco Parete

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime relativamente alla combinazione di carico più gravosa che risulta essere la n.8 (A2+M2+Sis pos.).

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

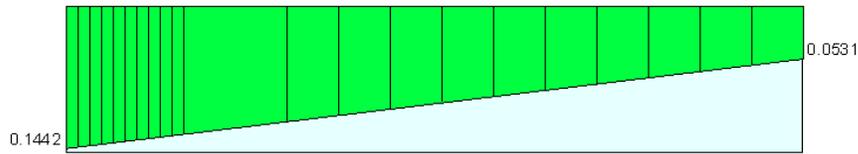
Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

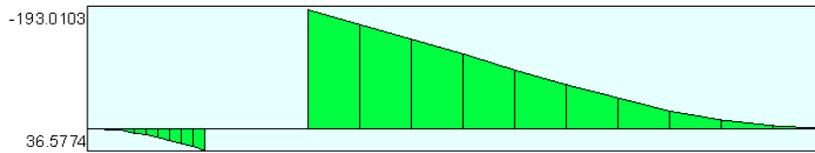
Combinazione n° 8 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00

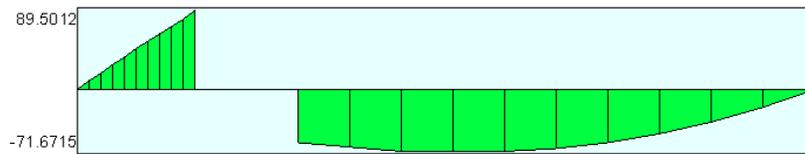
Spinta terreno 1.00 1.00 1.00



Pressioni sul terreno



Momento



Taglio

Le sollecitazioni (SLU) nella sezione d'attacco della parete verticale alla fondazione risultano:

$$M_{Sd} = -193.0 \text{ kNm/m}$$

$$N_{Sd} = / \text{ kN/m}$$

$$T = 61.1 \text{ kN/m}$$

L'armatura sarà realizzata con 1 ϕ 16/25cm inferiori e 1 ϕ 20/25cm superiori, copriferro $C=(4+1.4+1.6/2)=6.2\text{cm}$; con tale armatura sarà eseguita la verifica di pressoflessione.

Verifica a Taglio

Nel caso di elementi privi di armature trasversali resistenti a Taglio:

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'elemento fessurato da momento flettente, k

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

con

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

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

e dove

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

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudin

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezic

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

Inserire dati in rosso

V_{Ed}	61.10	kN	taglio sollecitante
N_{Ed}	0	kN	sforzo normale + se compr. (con traz ci vuole armatura a taglio)
CLS	C25/30		
f_{ck}	24.9	N/mm ²	
γ_c	1.5		
f_{cd}	14.1		
b_w	1000	mm	larghezza della sezione resistente
h	1000	mm	
d	936	mm	altezza utile della sezione resistente
A_{sl}	1256	mm ²	sola armatura tesa ? Si
ρ_l	0.001		<0.02
σ_{cp}	0.0	N/mm ²	<0.2fcd
k	1.4623		<2
v_{min}	0.3088		
	245.54	kN	
	289.05	kN	
V_{rd}	289.05	kN	Verificata

Verifica soddisfatta.

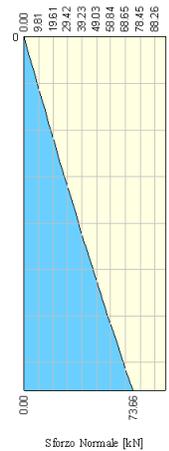
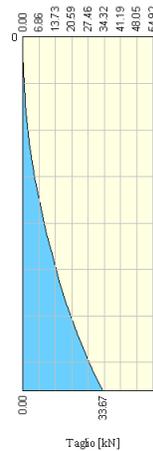
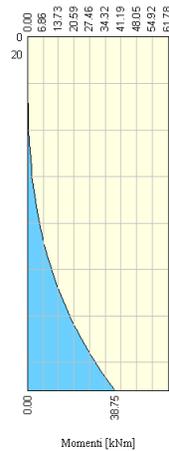
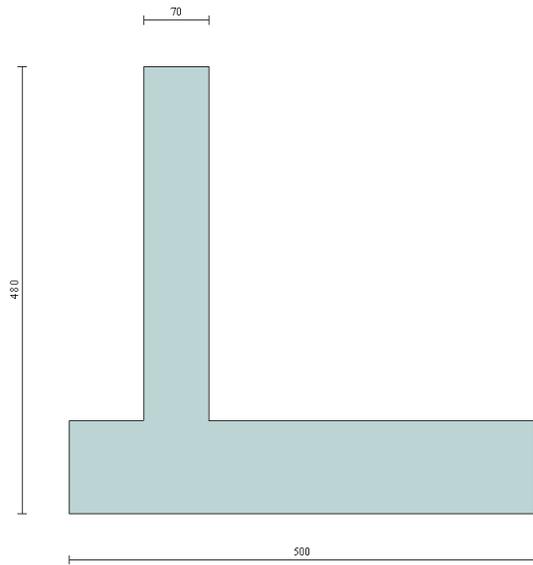
8.6 VERIFICHE SLE DI TIPO STRUTTURALE (STR)

**8.6.1 VERIFICHE SLE DI TIPO STRUTTURALE (STR) PARETE IN ELEVAZIONE
COMBINAZIONE DI CARICO FREQUENTE/RARA**

Le ipotesi alla base delle verifiche per lo stato limite di esercizio sono:

- Condizioni ambientali aggressive;
- Armature poco sensibili

La combinazione di carico frequente è la n.14, la rara è la n°15 mentre la quasi permanente è la n°13; le loro sollecitazioni in assenza di carichi accidentali coincidono, pertanto verrà svolta la verifica a fessurazione per la combinazione n°15, ossia la rara.



Caratteristiche dei materiali			
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15	
Classe cls	R _{ck} =	30	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E _s =	2.1E+05	N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione			
Altezza	H =	70	cm
Larghezza	B =	100	cm
Area acciaio teso	A _s =	8.04	cm ²
Copriferro baricentro acciaio teso	cs =	6.2	cm
Area acciaio compresso	A' _s =	6.16	cm ²
Copriferro baricentro acciaio compresso	c's =	6.2	cm
Ricoprimento barre più esterne tese	c =	5.4	cm
Ricoprimento barre più interne tese	c+S =	5.4	cm
Diametro massimo barre tese	Φ =	1.6	cm
Sezione non fessurata: formazione fessure			
Momento flettente in condizioni di esercizio	M _{es} =	38.80	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	N _{es} =	-73.70	kN
Rapporto sforzo normale/momento	r _{es} =	-0.0190	cm ⁻¹
Resistenza media a trazione semplice del cls	f _{ctm} =	2.56	N/mm ²
Resistenza limite per formazione fessure	σ _t =	2.13	N/mm ²
Distanza baricentro da lembo compresso	x _g =	35.11	cm
Modulo di resistenza non fessurato	W _{sr} =	86992	cm ³
Momento di formazione delle fessure	M _{ff} =	185.45	kNm
Trazione nel cls prodotta da M _{es} ed N _{es}	σ _{ct} =	0.34	N/mm ² < sigmat

La tensione nel calcestruzzo teso risulta pari $\sigma_{ct} = 0.34 \text{ N/mm}^2 < f_{ctm} / 1.2 = 2.56 / 1.2 = 2.13 \text{ N/mm}^2$, quindi non si formano fessure pertanto la verifica risulta essere soddisfatta.

8.6.2 VERIFICHE SLE DI TIPO STRUTTURALE (STR) IN FONDAZIONE, SBALZO ANTERIORE, COMBINAZIONE DI CARICO FREQUENTE/RARA

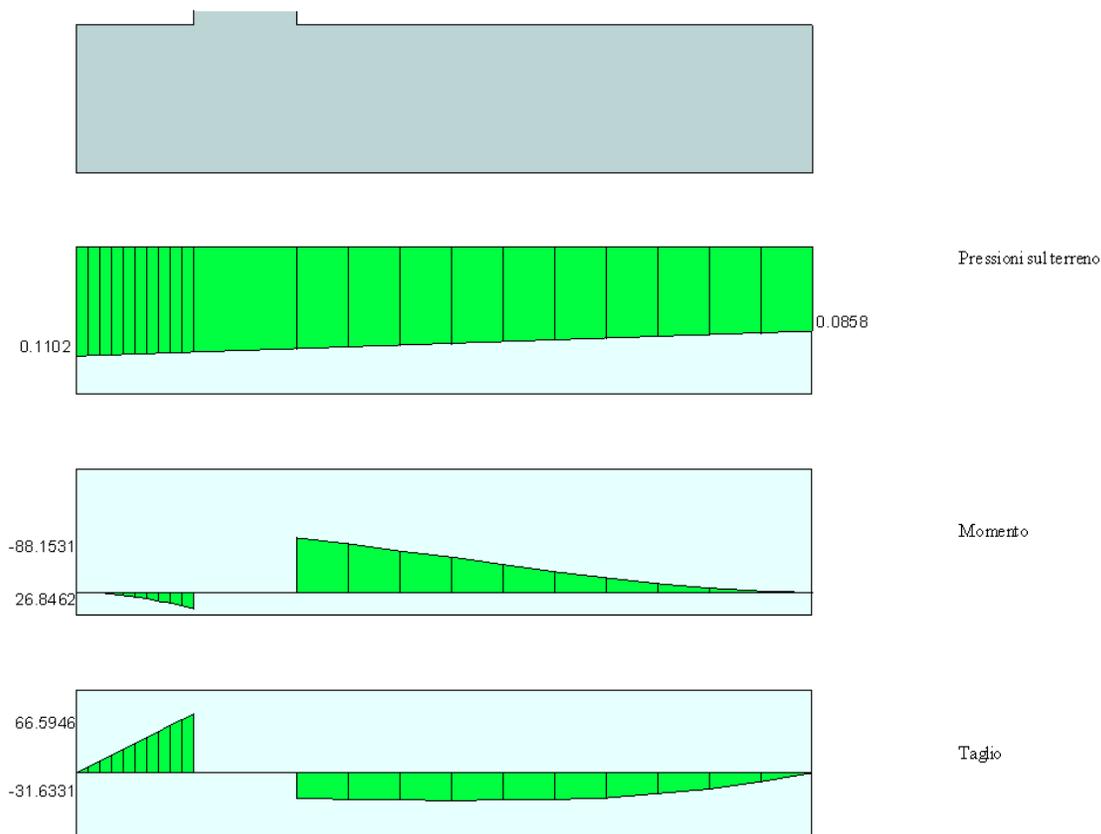
Viste le bassissime sollecitazioni presenti, la verifica viene omessa in quanto palesemente soddisfatta.

8.6.3 VERIFICHE SLE DI TIPO STRUTTURALE (STR) IN FONDAZIONE, SBALZO POSTERIORE COMBINAZIONE DI CARICO FREQUENTE/RARA

Le ipotesi alla base delle verifiche per lo stato limite di esercizio sono:

- Condizioni ambientali aggressive;
- Armature poco sensibili

La combinazione di carico frequente è la n.14, la rara è la n°15 mentre la quasi permanente è la n°13; le loro sollecitazioni in assenza di carichi accidentali coincidono, pertanto verrà svolta la verifica a fessurazione per la combinazione n°15, ossia la rara.



Caratteristiche dei materiali			
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15	
Classe cls	R _{ck} =	30	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E _s =	2.1E+05	N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione			
Altezza	H =	100	cm
Larghezza	B =	100	cm
Area acciaio teso	A _s =	12.56	cm ²
Copriferro baricentro acciaio teso	cs =	6.2	cm
Area acciaio compresso	A' _s =	8.04	cm ²
Copriferro baricentro acciaio compresso	c's =	6.2	cm
Ricoprimento barre più esterne tese	c =	5.4	cm
Ricoprimento barre più interne tese	c+S =	5.4	cm
Diametro massimo barre tese	Φ =	2.0	cm
Sezione non fessurata: formazione fessure			
Momento flettente in condizioni di esercizio	M _{es} =	88.20	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	N _{es} =	0.00	kN
Rapporto sforzo normale/momento	r _{es} =	0.0000	cm ⁻¹
Resistenza media a trazione semplice del cls	f _{ctm} =	2.56	N/mm ²
Resistenza limite per formazione fessure	σ _t =	2.13	N/mm ²
Distanza baricentro da lembo compresso	x _g =	50.29	cm
Modulo di resistenza non fessurato	W _{sr} =	179540	cm ³
Momento di formazione delle fessure	M _{ff} =	382.74	kNm
Trazione nel cls prodotta da M _{es} ed N _{es}	σ _{ct} =	0.49	N/mm ² < sigmat

La tensione nel calcestruzzo teso risulta pari $\sigma_{ct}=0.49\text{N/mm}^2 < f_{ctm}/1.2=2.56/1.2= 2.13 \text{ N/mm}^2$, quindi non si formano fessure pertanto la verifica risulta essere soddisfatta.

9 ALLEGATI

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	$\gamma_{c'}$		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

FONDAZIONE SUPERFICIALE

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

<i>Verifica</i>		<i>Coefficienti parziali</i>	
	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 $\Psi_0 = 0.70 \Psi_1 = 0.50 \Psi_2 = 0.20$

Geometria muro e fondazione

Descrizione Muro a mensola in c.a.

Altezza del paramento 3.80 [m]
 Spessore in sommità 0.70 [m]
 Spessore all'attacco con la fondazione 0.70 [m]
 Inclinazione paramento esterno 0.00 [°]
 Inclinazione paramento interno 0.00 [°]
 Lunghezza del muro 20.00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle 0.80 [m]
 Lunghezza mensola fondazione di monte 3.50 [m]
 Lunghezza totale fondazione 5.00 [m]
 Inclinazione piano di posa della fondazione 0.00 [°]
 Spessore fondazione 1.00 [m]
 Spessore magrone 0.10 [m]

Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo

Peso specifico 25.000 [kN/mc]
 Classe di Resistenza C25/30
 Resistenza caratteristica a compressione R_{ck} 30.00 [N/mm²]
 Modulo elastico E 31447.048 [N/mm²]

Acciaio

Tipo B450C
 Tensione ammissibile σ_{fa} 449.94 [N/mm²]
 Tensione di snervamento σ_{fa} 449.94 [N/mm²]

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	1.70	0.00	0.00
2	11.70	5.95	30.75
3	12.00	5.95	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 0.30 [m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr. Indice del terreno
 Descrizione 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 [°]
 c Coesione espressa in [N/mm²]
 c_a Adesione terra-muro espressa in [N/mm²]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Rilevato	19.00	20.00	36.00	12.00	0.0000	0.0000
Terr.Situ	19.00	20.00	32.00	26.00	0.0000	0.0000

Stratigrafia

Simbologia adottata

N Indice dello strato
 H Spessore dello strato espresso in [m]
 a Inclinazione espressa in [°]
 K_w Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm

K_s		Coefficiente di spinta			
Terreno		Terreno dello strato			
Nr.	H	a	K_w	K_s	Terreno
1	4.80	0.00	0.00	0.00	Rilevato
2	10.00	0.00	6.52	0.00	Terr.Situ

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.10	1.00	1.10
Spinta terreno	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 4 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

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

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 EQU - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 EQU - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 STAB - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 STAB - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	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	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
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 Ordinarie

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 E.C. 2

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$

Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Impostazioni avanzate

Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni

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]	--	1.68	--	5.03	--
2	A2-M2 - [1]	--	1.04	--	1.81	--
3	EQU - [1]	--	--	3.63	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	1.29
5	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1.78	--	6.15	--
6	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1.78	--	6.11	--
7	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1.01	--	1.70	--
8	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1.01	--	1.71	--
9	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3.56	--	--
10	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3.58	--	--
11	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.28

12	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.28
13	SLEQ - [1]	--	1.85	--	6.45	--
14	SLEF - [1]	--	1.85	--	6.45	--
15	SLER - [1]	--	1.85	--	6.45	--

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

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

Ordinate Y (esprese 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 Hansen

Calcolo della stabilità globale metodo di Fellenius

Calcolo della spinta in condizioni di Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g 0.26 [m/s²]

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.20

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)

$$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 0.57$$

Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)

$$k_v = 0.50 * k_h = 0.29$$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g 0.26 [m/s²]

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.20

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)

$$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 0.57$$

Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)

$$k_v = 0.50 * k_h = 0.29$$

Forma diagramma incremento sismico Rettangolare

Partecipazione spinta passiva (percento) 0.0

Lunghezza del muro 20.00 [m]

Peso muro 191.5000 [kN]

Baricentro del muro X=0.53 Y=-3.47

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta X = 3.50 Y = -4.80

Punto superiore superficie di spinta X = 3.50 Y = 1.07

Altezza della superficie di spinta 5.87 [m]

Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale) 0.00 [°]

COMBINAZIONE n° 1

Valore della spinta statica 171.5254 [kN]

Componente orizzontale della spinta statica 167.7771 [kN]

Componente verticale della spinta statica 35.6621 [kN]

Punto d'applicazione della spinta X = 3.50 [m] Y = -2.83 [m]

Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie 12.00 [°]

Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche 51.57 [°]

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte 352.3183 [kN]

Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte X = 1.83 [m] Y = -1.75 [m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	167.7771 [kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	579.4805 [kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	579.4805 [kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	167.7771 [kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.07 [m]
Risultante in fondazione	603.2800 [kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16.15 [°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	39.1895 [kNm]
Carico ultimo della fondazione	2913.5050 [kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.00 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.12530 [N/mm ²]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.10649 [N/mm ²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 35.49$	$N'_c = 16.97$
$N_q = 23.18$	$N'_q = 11.37$
$N_\gamma = 20.79$	$N'_\gamma = 6.70$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.68
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	5.03

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 1

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	0.76	17.6466	0.3002	1.6776
3	1.52	36.0063	2.9007	6.7103
4	2.28	55.0792	10.3514	15.0982
5	3.04	74.8683	25.2020	26.8555
6	3.80	95.7549	50.3686	43.7759

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 1

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	0.16	1.2813	16.0001
2	0.48	11.4854	47.7114
3	0.80	31.7755	79.0374

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 1

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	0.70	-8.4564	-22.6538
2	2.10	-57.1801	-41.4884
3	3.50	-117.9227	-44.0578

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 1

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]

COMMITTENTE		CODIFICA DOCUMENTO							FOGLIO	
AUTOSTRADA DEL BRENNERO		AI_4_5_2_6_RELAZIONE_CALCULO_MURI.DOC							63 DI 87	
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									
Vcd	Aliquota di taglio che è capace di assorbire il cls									
Vwd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura									
Nr.	Y	B	H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	Vcd	Vwd
1	0.00	100.00	70.00	10.05	7.70	0.00	0.00	1000.00	466.38	0.00
2	0.76	100.00	70.00	10.05	7.70	8462.47	-143.95	479.55	466.38	0.00
3	1.52	100.00	70.00	10.05	7.70	7920.37	-638.07	219.97	466.38	0.00
4	2.28	100.00	70.00	10.05	7.70	5330.92	-1001.88	96.79	466.38	0.00
5	3.04	100.00	70.00	10.05	7.70	2627.66	-884.51	35.10	466.38	0.00
6	3.80	100.00	70.00	10.05	7.70	1036.36	-545.14	10.82	466.38	0.00
Armature e tensioni nei materiali della fondazione										
<u>Combinazione n° 1</u>										
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]									
N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]									
M_u	momento ultimo espresso in [kNm]									
CS	coefficiente sicurezza sezione									
Vcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls									
Vwd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura									
<u>Fondazione di valle</u>										
(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)										
Nr.	X	B	H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	Vcd	Vwd
1	0.16	100.00	100.00	10.05	0.00	0.00	361.41	282.07	683.29	0.00
2	0.48	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	360.54	31.39	683.29	0.00
3	0.80	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	360.54	11.35	683.29	0.00
<u>Fondazione di monte</u>										
(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)										
Nr.	X	B	H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	Vcd	Vwd
1	0.70	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	-559.77	66.19	683.29	0.00
2	2.10	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	-559.77	9.79	683.29	0.00
3	3.50	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	-559.77	4.75	683.29	0.00
<u>COMBINAZIONE n° 2</u>										
Valore della spinta statica	188.0458 [kN]									
Componente orizzontale della spinta statica	185.3847 [kN]									
Componente verticale della spinta statica	31.5238 [kN]									
Punto d'applicazione della spinta	X = 3.50 [m]		Y = -2.70 [m]							
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	9.65 [°]									
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	47.91 [°]									
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	271.0141 [kN]									
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.83 [m]		Y = -1.75 [m]							
<u>Risultanti</u>										
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	185.3847 [kN]									
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	494.0379 [kN]									
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	494.0379 [kN]									
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	185.3847 [kN]									
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.36 [m]									
Risultante in fondazione	527.6750 [kN]									
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	20.57 [°]									
Momento rispetto al baricentro della fondazione	176.1804 [kNm]									
Carico ultimo della fondazione	894.6119 [kN]									
<u>Tensioni sul terreno</u>										
Lunghezza fondazione reagente	5.00 [m]									
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.14109 [N/mmq]									

Tensione terreno allo spigolo di monte 0.05652 [N/mm²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 23.18$ $N'_c = 7.63$
 $N_q = 12.59$ $N'_q = 4.81$
 $N_\gamma = 8.69$ $N'_\gamma = 1.89$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.04
 Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 1.81

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 2

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	0.76	13.5825	0.3220	1.6612
3	1.52	27.7299	2.9712	6.6448
4	2.28	42.4423	10.4728	14.9508
5	3.04	58.4271	26.1609	30.7393
6	3.80	75.7061	56.6630	54.1389

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 2

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	0.16	1.4744	18.3580
2	0.48	13.0619	53.7752
3	0.80	35.7058	87.4604

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 2

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	0.70	-13.3379	-35.8038
2	2.10	-91.0554	-66.4392
3	3.50	-181.3899	-57.0850

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 2

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 [cm²]

A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cm²]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza sezione

Vcd Aliquota di taglio che è capace di assorbire il cls

Vwd Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Nr.	Y	B	H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	Vcd	Vwd
1	0.00	100.00	70.00	10.05	7.70	0.00	0.00	1000.00	466.38	0.00

COMMITTENTE AUTOSTRADA DEL BRENNERO				CODIFICA DOCUMENTO AI_4_5_2_6_RELAZIONE_CALCULO_MURI.DOC						FOGLIO 65 DI 87	
2	0.76	100.00	70.00	10.05	7.70	8411.03	-199.38	619.26	466.38	0.00	
3	1.52	100.00	70.00	10.05	7.70	7209.93	-772.54	260.01	466.38	0.00	
4	2.28	100.00	70.00	10.05	7.70	4187.18	-1033.20	98.66	466.38	0.00	
5	3.04	100.00	70.00	10.05	7.70	1464.95	-655.94	25.07	466.38	0.00	
6	3.80	100.00	70.00	10.05	7.70	533.56	-399.35	7.05	466.38	0.00	
Armature e tensioni nei materiali della fondazione											
<u>Combinazione n° 2</u>											
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]										
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]										
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]										
CS	coefficiente sicurezza sezione										
Vcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls										
Vwd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura										
<u>Fondazione di valle</u>											
(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)											
Nr.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	Vcd	Vwd	
1	0.16	100.00	100.00	10.05	0.00	0.00	361.41	245.12	683.29	0.00	
2	0.48	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	360.54	27.60	683.29	0.00	
3	0.80	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	360.54	10.10	683.29	0.00	
<u>Fondazione di monte</u>											
(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)											
Nr.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	Vcd	Vwd	
1	0.70	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	-559.77	41.97	683.29	0.00	
2	2.10	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	-559.77	6.15	683.29	0.00	
3	3.50	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	-559.77	3.09	683.29	0.00	
<u>COMBINAZIONE n° 3</u>											
Valore della spinta statica	206.8504 [kN]										
Componente orizzontale della spinta statica	203.9232 [kN]										
Componente verticale della spinta statica	34.6762 [kN]										
Punto d'applicazione della spinta	X = 3.50 [m]		Y = -2.70 [m]								
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	9.65 [°]										
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	47.91 [°]										
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	298.1155 [kN]										
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.83 [m]		Y = -1.75 [m]								
<u>Risultanti</u>											
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	203.9232 [kN]										
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	524.2917 [kN]										
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	428.4903 [kNm]										
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	1554.3986 [kNm]										
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	524.2917 [kN]										
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	203.9232 [kN]										
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.35 [m]										
Risultante in fondazione	562.5535 [kN]										
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	21.25 [°]										
Momento rispetto al baricentro della fondazione	184.8209 [kNm]										
<u>COEFFICIENTI DI SICUREZZA</u>											
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.63										
Stabilità globale muro + terreno											
<u>Combinazione n° 4</u>											
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/mmq]
 b larghezza della striscia espressa in [m]
 u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mmq]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= 0.00 Y[m]= 4.31

Raggio del cerchio R[m]= 9.75

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -5.86

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 9.74

Larghezza della striscia dx[m]= 0.62

Coefficiente di sicurezza C= 1.29

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	α (°)	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	2717.71	78.31	2661.38	3.08	30.17	0.000	0.000
2	4900.26	64.90	4437.40	1.47	30.17	0.000	0.000
3	5842.59	57.18	4910.24	1.15	30.17	0.000	0.000
4	6443.39	50.89	4999.73	0.99	30.17	0.000	0.000
5	6841.12	45.37	4868.68	0.89	30.17	0.000	0.000
6	7095.18	40.35	4594.15	0.82	30.17	0.000	0.000
7	7237.91	35.69	4222.43	0.77	30.17	0.000	0.000
8	7289.23	31.28	3785.16	0.73	30.17	0.000	0.000
9	7262.37	27.08	3305.85	0.70	30.17	0.000	0.000
10	7166.53	23.03	2803.10	0.68	30.17	0.000	0.000
11	7389.77	19.09	2417.05	0.66	26.57	0.000	0.000
12	7174.61	15.25	1887.14	0.65	26.56	0.000	0.000
13	6907.85	11.48	1374.55	0.64	26.56	0.000	0.000
14	6860.21	7.76	925.72	0.63	26.56	0.000	0.000
15	6938.49	4.07	491.93	0.63	26.56	0.000	0.000
16	7538.28	0.39	51.70	0.62	26.56	0.000	0.000
17	6855.20	-3.28	-392.00	0.63	26.56	0.000	0.000
18	2647.21	-6.96	-320.91	0.63	26.56	0.000	0.000
19	2151.51	-10.68	-398.60	0.64	26.56	0.000	0.000
20	1979.46	-14.44	-493.51	0.64	26.56	0.000	0.000
21	1757.62	-18.26	-550.77	0.66	26.56	0.000	0.000
22	1479.09	-22.17	-558.23	0.67	29.46	0.000	0.000
23	1139.36	-26.20	-503.00	0.70	30.17	0.000	0.000
24	732.26	-30.37	-370.20	0.72	30.17	0.000	0.000
25	249.22	-34.73	-141.97	0.76	30.17	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 1221.8930$ [kN]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 431.5684$ [kN]

$\Sigma W_i \cos\alpha_i \tan\phi_i = 556.0229$ [kN]

$\Sigma c_i b_i / \cos\alpha_i = 0.0000$ [kN]

COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica 131.9426 [kN]

Componente orizzontale della spinta statica 129.0593 [kN]

Componente verticale della spinta statica 27.4324 [kN]

Punto d'applicazione della spinta X = 3.50 [m] Y = -2.83 [m]

Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie 12.00 [°]

Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche 51.57 [°]

Incremento sismico della spinta 2.3404 [kN]

Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta X = 3.50 [m] Y = -1.86 [m]

Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche 51.38 [°]

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte 271.0141 [kN]

Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte X = 1.83 [m] Y = -1.75 [m]

Inerzia del muro 1.0921 [kN]

Inerzia verticale del muro -0.5460 [kN]
 Inerzia del terrapieno fondazione di monte 1.5455 [kN]
 Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte -0.7728 [kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale 133.9862 [kN]
 Risultante dei carichi applicati in dir. verticale 489.1143 [kN]
 Sforzo normale sul piano di posa della fondazione 489.1143 [kN]
 Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione 133.9862 [kN]
 Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione 0.13 [m]
 Risultante in fondazione 507.1342 [kN]
 Inclinazione della risultante (rispetto alla normale) 15.32 [°]
 Momento rispetto al baricentro della fondazione 62.9244 [kNm]
 Carico ultimo della fondazione 3008.3814 [kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente 5.00 [m]
 Tensione terreno allo spigolo di valle 0.11292 [N/mm²]
 Tensione terreno allo spigolo di monte 0.08272 [N/mm²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 35.49$ $N'_c = 17.84$
 $N_q = 23.18$ $N'_q = 11.89$
 $N_\gamma = 20.79$ $N'_\gamma = 7.17$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.78
 Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 6.15

Sollecitazioni paramentoCombinazione n° 5

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	0.76	17.5854	0.2988	1.4886
3	1.52	35.7195	2.5176	5.5580
4	2.28	54.4021	8.6180	12.2084
5	3.04	73.6356	20.5610	21.4505
6	3.80	93.7133	40.5902	34.6643

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 5

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	0.16	1.1213	13.9906
2	0.48	10.0176	41.5080
3	0.80	27.6204	68.4067

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 5

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	0.70	-7.5413	-20.1299
2	2.10	-50.0734	-35.4002
3	3.50	-98.6286	-31.9910

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 5

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
Vcd	Aliquota di taglio che è capace di assorbire il cls
Vwd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	Vcd	Vwd
1	0.00	100.00	70.00	10.05	7.70	0.00	0.00	1000.00	466.38	0.00
2	0.76	100.00	70.00	10.05	7.70	8462.63	-143.79	481.23	466.38	0.00
3	1.52	100.00	70.00	10.05	7.70	8068.31	-568.68	225.88	466.38	0.00
4	2.28	100.00	70.00	10.05	7.70	5959.43	-944.05	109.54	466.38	0.00
5	3.04	100.00	70.00	10.05	7.70	3566.48	-995.86	48.43	466.38	0.00
6	3.80	100.00	70.00	10.05	7.70	1580.45	-684.54	16.86	466.38	0.00

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 5

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
Vcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls
Vwd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

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.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	Vcd	Vwd
1	0.16	100.00	100.00	10.05	0.00	0.00	361.41	322.31	683.29	0.00
2	0.48	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	360.54	35.99	683.29	0.00
3	0.80	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	360.54	13.05	683.29	0.00

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.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	Vcd	Vwd
1	0.70	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	-559.77	74.23	683.29	0.00
2	2.10	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	-559.77	11.18	683.29	0.00
3	3.50	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	-559.77	5.68	683.29	0.00

COMBINAZIONE n° 6

Valore della spinta statica	131.9426 [kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	129.0593 [kN]		
Componente verticale della spinta statica	27.4324 [kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 3.50 [m]	Y = -2.83 [m]	
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	12.00 [°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	51.57 [°]		
Incremento sismico della spinta	3.0928 [kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 3.50 [m]	Y = -1.86 [m]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	51.38 [°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	271.0141 [kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.83 [m]	Y = -1.75 [m]	
Inerzia del muro	1.0921 [kN]		
Inerzia verticale del muro	0.5460 [kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	1.5455 [kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0.7728 [kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale 134.7221 [kN]
 Risultante dei carichi applicati in dir. verticale 491.9083 [kN]
 Sforzo normale sul piano di posa della fondazione 491.9083 [kN]
 Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione 134.7221 [kN]
 Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione 0.13 [m]
 Risultante in fondazione 510.0234 [kN]
 Inclinazione della risultante (rispetto alla normale) 15.32 [°]
 Momento rispetto al baricentro della fondazione 63.9263 [kNm]
 Carico ultimo della fondazione 3007.3855 [kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente 5.00 [m]
 Tensione terreno allo spigolo di valle 0.11372 [N/mm²]
 Tensione terreno allo spigolo di monte 0.08304 [N/mm²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 35.49$ $N'_c = 17.84$
 $N_q = 23.18$ $N'_q = 11.90$
 $N_\gamma = 20.79$ $N'_\gamma = 7.17$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.78
 Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 6.11

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 6

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	0.76	17.5936	0.3105	1.5270
3	1.52	35.7358	2.5703	5.6348
4	2.28	54.4266	8.7407	12.3235
5	3.04	73.6683	20.7830	21.6041
6	3.80	93.7541	40.9406	34.8563

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 6

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	0.16	1.1315	14.1173
2	0.48	10.1079	41.8805
3	0.80	27.8680	69.0154

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 6

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	0.70	-7.4578	-19.8835
2	2.10	-49.2230	-34.5195
3	3.50	-95.9914	-30.2877

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 6

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 [cm²]
 A_{ft} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cm²]

COMMITTENTE		CODIFICA DOCUMENTO								FOGLIO	
AUTOSTRADA DEL BRENNERO		AI_4_5_2_6_RELAZIONE_CALCULO_MURI.DOC								70 DI 87	
N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]										
M_u	momento ultimo espresso in [kNm]										
CS	coefficiente sicurezza sezione										
Vcd	Aliquota di taglio che è capace di assorbire il cls										
Vwd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura										
Nr.	Y	B	H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	Vcd	Vwd	
1	0.00	100.00	70.00	10.05	7.70	0.00	0.00	1000.00	466.38	0.00	
2	0.76	100.00	70.00	10.05	7.70	8457.54	-149.27	480.72	466.38	0.00	
3	1.52	100.00	70.00	10.05	7.70	8058.20	-579.58	225.49	466.38	0.00	
4	2.28	100.00	70.00	10.05	7.70	5911.03	-949.29	108.61	466.38	0.00	
5	3.04	100.00	70.00	10.05	7.70	3517.43	-992.33	47.75	466.38	0.00	
6	3.80	100.00	70.00	10.05	7.70	1550.77	-677.19	16.54	466.38	0.00	
Arnature e tensioni nei materiali della fondazione											
<u>Combinazione n° 6</u>											
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]										
N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]										
M_u	momento ultimo espresso in [kNm]										
CS	coefficiente sicurezza sezione										
Vcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls										
Vwd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura										
<u>Fondazione di valle</u>											
(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)											
Nr.	X	B	H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	Vcd	Vwd	
1	0.16	100.00	100.00	10.05	0.00	0.00	361.41	319.41	683.29	0.00	
2	0.48	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	360.54	35.67	683.29	0.00	
3	0.80	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	360.54	12.94	683.29	0.00	
<u>Fondazione di monte</u>											
(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)											
Nr.	X	B	H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	Vcd	Vwd	
1	0.70	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	-559.77	75.06	683.29	0.00	
2	2.10	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	-559.77	11.37	683.29	0.00	
3	3.50	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	-559.77	5.83	683.29	0.00	
<u>COMBINAZIONE n° 7</u>											
Valore della spinta statica	188.0458 [kN]										
Componente orizzontale della spinta statica	185.3847 [kN]										
Componente verticale della spinta statica	31.5238 [kN]										
Punto d'applicazione della spinta	X = 3.50 [m]		Y = -2.70 [m]								
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	9.65 [°]										
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	47.91 [°]										
Incremento sismico della spinta	3.8757 [kN]										
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 3.50 [m]		Y = -1.86 [m]								
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	47.72 [°]										
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	271.0141 [kN]										
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.83 [m]		Y = -1.75 [m]								
Inerzia del muro	1.0921 [kN]										
Inerzia verticale del muro	0.5460 [kN]										
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	1.5455 [kN]										
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0.7728 [kN]										
<u>Risultanti</u>											
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	191.8432 [kN]										
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	496.0064 [kN]										
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	496.0064 [kN]										
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	191.8432 [kN]										
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.39 [m]										
Risultante in fondazione	531.8140 [kN]										
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	21.15 [°]										

Momento rispetto al baricentro della fondazione 191.5626 [kNm]
Carico ultimo della fondazione 844.3312 [kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente 5.00 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle 0.14518 [N/mm²]
Tensione terreno allo spigolo di monte 0.05323 [N/mm²]

Fattori per il calcolo della capacità portante

N_c = 23.18 N'_c = 7.28
N_q = 12.59 N'_q = 4.64
N_γ = 8.69 N'_γ = 1.79

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.01
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 1.70

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 7

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	0.76	13.6558	0.4890	2.1683
3	1.52	27.8766	3.6906	7.6589
4	2.28	42.6623	12.1300	16.4720
5	3.04	58.7204	29.1412	32.7676
6	3.80	76.0727	61.3518	56.6743

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 7

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	0.16	1.5257	18.9928
2	0.48	13.5053	55.5661
3	0.80	36.8871	90.2562

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 7

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	0.70	-14.0615	-37.7506
2	2.10	-96.0483	-70.1090
3	3.50	-191.0381	-59.5834

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 7

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 [cm²]
A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cm²]
N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M_u momento ultimo espresso in [kNm]
CS coefficiente sicurezza sezione
V_{cd} Aliquota di taglio che è capace di assorbire il cls
V_{wd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{cd}	V _{wd}
-----	---	---	---	-----------------	-----------------	----------------	----------------	----	-----------------	-----------------

COMMITTENTE				CODIFICA DOCUMENTO						FOGLIO	
AUTOSTRADA DEL BRENNERO				AI_4_5_2_6_RELAZIONE_CALCULO_MURI.DOC						72 DI 87	
1	0.00	100.00	70.00	10.05	7.70	0.00	0.00	1000.00	466.38	0.00	
2	0.76	100.00	70.00	10.05	7.70	8319.59	-297.91	609.23	466.38	0.00	
3	1.52	100.00	70.00	10.05	7.70	6571.95	-870.08	235.75	466.38	0.00	
4	2.28	100.00	70.00	10.05	7.70	3480.84	-989.69	81.59	466.38	0.00	
5	3.04	100.00	70.00	10.05	7.70	1179.04	-585.12	20.08	466.38	0.00	
6	3.80	100.00	70.00	10.05	7.70	473.62	-381.97	6.23	466.38	0.00	
Armature e tensioni nei materiali della fondazione											
<u>Combinazione n° 7</u>											
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]										
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]										
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]										
CS	coefficiente sicurezza sezione										
Vcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls										
Vwd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura										
<u>Fondazione di valle</u>											
(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)											
Nr.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	Vcd	Vwd	
1	0.16	100.00	100.00	10.05	0.00	0.00	361.41	236.88	683.29	0.00	
2	0.48	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	360.54	26.70	683.29	0.00	
3	0.80	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	360.54	9.77	683.29	0.00	
<u>Fondazione di monte</u>											
(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)											
Nr.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	Vcd	Vwd	
1	0.70	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	-559.77	39.81	683.29	0.00	
2	2.10	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	-559.77	5.83	683.29	0.00	
3	3.50	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	-559.77	2.93	683.29	0.00	
<u>COMBINAZIONE n° 8</u>											
Valore della spinta statica 188.0458 [kN]											
Componente orizzontale della spinta statica 185.3847 [kN]											
Componente verticale della spinta statica 31.5238 [kN]											
Punto d'applicazione della spinta X = 3.50 [m] Y = -2.70 [m]											
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie 9.65 [°]											
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche 47.91 [°]											
Incremento sismico della spinta 2.8034 [kN]											
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta X = 3.50 [m] Y = -1.86 [m]											
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche 47.72 [°]											
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte 271.0141 [kN]											
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte X = 1.83 [m] Y = -1.75 [m]											
Inerzia del muro 1.0921 [kN]											
Inerzia verticale del muro -0.5460 [kN]											
Inerzia del terrapieno fondazione di monte 1.5455 [kN]											
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte -0.7728 [kN]											
<u>Risultanti</u>											
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale 190.7860 [kN]											
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale 493.1890 [kN]											
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione 493.1890 [kN]											
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione 190.7860 [kN]											
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione 0.38 [m]											
Risultante in fondazione 528.8050 [kN]											
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale) 21.15 [°]											
Momento rispetto al baricentro della fondazione 189.6760 [kNm]											
Carico ultimo della fondazione 844.7647 [kN]											
<u>Tensioni sul terreno</u>											
Lunghezza fondazione reagente 5.00 [m]											
Tensione terreno allo spigolo di valle 0.14416 [N/mm ²]											
Tensione terreno allo spigolo di monte 0.05312 [N/mm ²]											

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 23.18$ $N'_c = 7.28$
 $N_q = 12.59$ $N'_q = 4.64$
 $N_\gamma = 8.69$ $N'_\gamma = 1.79$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.01
 Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 1.71

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 8

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	0.76	13.6453	0.4692	2.1065
3	1.52	27.8556	3.6042	7.5355
4	2.28	42.6308	11.9299	16.2868
5	3.04	58.6784	28.7806	32.5207
6	3.80	76.0202	60.7838	56.3656

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 8

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	0.16	1.5128	18.8325
2	0.48	13.3916	55.0992
3	0.80	36.5774	89.5012

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 8

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	0.70	-14.0990	-37.8725
2	2.10	-96.5719	-70.7408
3	3.50	-193.0103	-61.0801

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 8

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

Vcd Aliquota di taglio che è capace di assorbire il cls

Vwd Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Nr.	Y	B	H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	Vcd	Vwd
1	0.00	100.00	70.00	10.05	7.70	0.00	0.00	1000.00	466.38	0.00
2	0.76	100.00	70.00	10.05	7.70	8330.24	-286.44	610.48	466.38	0.00
3	1.52	100.00	70.00	10.05	7.70	6646.14	-859.93	238.59	466.38	0.00
4	2.28	100.00	70.00	10.05	7.70	3555.92	-995.10	83.41	466.38	0.00
5	3.04	100.00	70.00	10.05	7.70	1207.16	-592.09	20.57	466.38	0.00
6	3.80	100.00	70.00	10.05	7.70	480.04	-383.83	6.31	466.38	0.00

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 8

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]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
Vcd	Aliquota di taglio assorbito dal cls
Vwd	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

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.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	Vcd	Vwd
1	0.16	100.00	100.00	10.05	0.00	0.00	361.41	238.90	683.29	0.00
2	0.48	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	360.54	26.92	683.29	0.00
3	0.80	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	360.54	9.86	683.29	0.00

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.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	Vcd	Vwd
1	0.70	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	-559.77	39.70	683.29	0.00
2	2.10	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	-559.77	5.80	683.29	0.00
3	3.50	100.00	100.00	10.05	15.71	0.00	-559.77	2.90	683.29	0.00

COMBINAZIONE n° 9

Valore della spinta statica	188.0458	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	185.3847	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	31.5238	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 3.50	[m]	Y = -2.70[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	9.65	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	47.91	[°]	
Incremento sismico della spinta	2.8034	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 3.50	[m]	Y = -1.86[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	47.72	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	271.0141	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.83	[m]	Y = -1.75[m]
Inerzia del muro	1.0921	[kN]	
Inerzia verticale del muro	-0.5460	[kN]	
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	1.5455	[kN]	
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-0.7728	[kN]	

Risultanti

Risultanti dei carichi applicati in dir. orizzontale	190.7860	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	493.1890	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	407.5042	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	1450.8008	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	493.1890	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	190.7860	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.38	[m]
Risultante in fondazione	528.8050	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	21.15	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	189.6760	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.56
--	------

COMBINAZIONE n° 10

Valore della spinta statica	188.0458	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	185.3847	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	31.5238	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 3.50	[m]	Y = -2.70[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	9.65	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	47.91	[°]	

Incremento sismico della spinta	3.8757 [kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 3.50	[m]	Y = -1.86[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	47.72	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	271.0141	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.83	[m]	Y = -1.75[m]
Inerzia del muro	1.0921 [kN]		
Inerzia verticale del muro	0.5460 [kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	1.5455 [kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0.7728 [kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	191.8432	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	496.0064	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	406.9268	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	1455.3802	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	496.0064	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	191.8432	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.39	[m]
Risultante in fondazione	531.8140	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	21.15	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	191.5626	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 3.58

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 11

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/mmq]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mmq]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= 0.00 Y[m]= 4.31

Raggio del cerchio R[m]= 9.75

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -5.86

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 9.74

Larghezza della striscia dx[m]= 0.62

Coefficiente di sicurezza C= 1.28

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	2717.71	78.31	2661.38	3.08	30.17	0.000	0.000
2	4900.26	64.90	4437.40	1.47	30.17	0.000	0.000
3	5842.59	57.18	4910.24	1.15	30.17	0.000	0.000
4	6443.39	50.89	4999.73	0.99	30.17	0.000	0.000
5	6841.12	45.37	4868.68	0.89	30.17	0.000	0.000
6	7095.18	40.35	4594.15	0.82	30.17	0.000	0.000
7	7237.91	35.69	4222.43	0.77	30.17	0.000	0.000
8	7289.23	31.28	3785.16	0.73	30.17	0.000	0.000
9	7262.37	27.08	3305.85	0.70	30.17	0.000	0.000
10	7166.53	23.03	2803.10	0.68	30.17	0.000	0.000
11	7389.77	19.09	2417.05	0.66	26.57	0.000	0.000
12	7174.61	15.25	1887.14	0.65	26.56	0.000	0.000
13	6907.85	11.48	1374.55	0.64	26.56	0.000	0.000
14	6860.21	7.76	925.72	0.63	26.56	0.000	0.000

COMMITTENTE		CODIFICA DOCUMENTO						FOGLIO
AUTOSTRADA DEL BRENNERO		AI_4_5_2_6_RELAZIONE_CALCULO_MURI.DOC						76 DI 87
15	6938.49	4.07	491.93	0.63	26.56	0.000	0.000	
16	7538.28	0.39	51.70	0.62	26.56	0.000	0.000	
17	6855.20	-3.28	-392.00	0.63	26.56	0.000	0.000	
18	2647.21	-6.96	-320.91	0.63	26.56	0.000	0.000	
19	2151.51	-10.68	-398.60	0.64	26.56	0.000	0.000	
20	1979.46	-14.44	-493.51	0.64	26.56	0.000	0.000	
21	1757.62	-18.26	-550.77	0.66	26.56	0.000	0.000	
22	1479.09	-22.17	-558.23	0.67	29.46	0.000	0.000	
23	1139.36	-26.20	-503.00	0.70	30.17	0.000	0.000	
24	732.26	-30.37	-370.20	0.72	30.17	0.000	0.000	
25	249.22	-34.73	-141.97	0.76	30.17	0.000	0.000	
ΣW _i = 1221.8930 [kN]								
ΣW _i sinα _i = 431.5684 [kN]								
ΣW _i cosα _i tanφ _i = 556.0229 [kN]								
Σc _i b _i /cosα _i = 0.0000 [kN]								
Stabilità globale muro + terreno								
<u>Combinazione n° 12</u>								
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/mm ²]							
b	larghezza della striscia espressa in [m]							
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm ²]							
Metodo di Fellenius								
Numero di cerchi analizzati 36								
Numero di strisce 25								
Cerchio critico								
Coordinate del centro		X[m]= 0.00 Y[m]= 4.31						
Raggio del cerchio		R[m]= 9.75						
Ascissa a valle del cerchio		Xi[m]= -5.86						
Ascissa a monte del cerchio		Xs[m]= 9.74						
Larghezza della striscia		dx[m]= 0.62						
Coefficiente di sicurezza		C= 1.28						
Le strisce sono numerate da monte verso valle								
Caratteristiche delle strisce								
Striscia	W	α(°)	Wsinα	b/cosα	φ	c	u	
1	2717.71	78.31	2661.38	3.08	30.17	0.000	0.000	
2	4900.26	64.90	4437.40	1.47	30.17	0.000	0.000	
3	5842.59	57.18	4910.24	1.15	30.17	0.000	0.000	
4	6443.39	50.89	4999.73	0.99	30.17	0.000	0.000	
5	6841.12	45.37	4868.68	0.89	30.17	0.000	0.000	
6	7095.18	40.35	4594.15	0.82	30.17	0.000	0.000	
7	7237.91	35.69	4222.43	0.77	30.17	0.000	0.000	
8	7289.23	31.28	3785.16	0.73	30.17	0.000	0.000	
9	7262.37	27.08	3305.85	0.70	30.17	0.000	0.000	
10	7166.53	23.03	2803.10	0.68	30.17	0.000	0.000	
11	7389.77	19.09	2417.05	0.66	26.57	0.000	0.000	
12	7174.61	15.25	1887.14	0.65	26.56	0.000	0.000	
13	6907.85	11.48	1374.55	0.64	26.56	0.000	0.000	
14	6860.21	7.76	925.72	0.63	26.56	0.000	0.000	
15	6938.49	4.07	491.93	0.63	26.56	0.000	0.000	
16	7538.28	0.39	51.70	0.62	26.56	0.000	0.000	
17	6855.20	-3.28	-392.00	0.63	26.56	0.000	0.000	
18	2647.21	-6.96	-320.91	0.63	26.56	0.000	0.000	
19	2151.51	-10.68	-398.60	0.64	26.56	0.000	0.000	
20	1979.46	-14.44	-493.51	0.64	26.56	0.000	0.000	
21	1757.62	-18.26	-550.77	0.66	26.56	0.000	0.000	
22	1479.09	-22.17	-558.23	0.67	29.46	0.000	0.000	
23	1139.36	-26.20	-503.00	0.70	30.17	0.000	0.000	

COMMITTENTE AUTOSTRADA DEL BRENNERO				CODIFICA DOCUMENTO AI_4_5_2_6_RELAZIONE_CALCULO_MURI.DOC				FOGLIO 77 DI 87	
24	732.26	-30.37	-370.20	0.72	30.17	0.000	0.000		
25	249.22	-34.73	-141.97	0.76	30.17	0.000	0.000		
$\Sigma W_i = 1221.8930$ [kN] $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 431.5684$ [kN] $\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 556.0229$ [kN] $\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0.0000$ [kN]									
<u>COMBINAZIONE n° 13</u>									
Valore della spinta statica					131.9426		[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica					129.0593		[kN]		
Componente verticale della spinta statica					27.4324		[kN]		
Punto d'applicazione della spinta					X = 3.50		[m]	Y = -2.83[m]	
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie					12.00		[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche					51.57		[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte					271.0141		[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte					X = 1.83		[m]	Y = -1.75[m]	
<u>Risultanti</u>									
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale					129.0593		[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale					489.9465		[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione					489.9465		[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione					129.0593		[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione					0.10		[m]		
Risultante in fondazione					506.6595		[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)					14.76		[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione					50.8631		[kNm]		
Carico ultimo della fondazione					3159.0491		[kN]		
<u>Tensioni sul terreno</u>									
Lunghezza fondazione reagente					5.00		[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle					0.11020		[N/mmq]		
Tensione terreno allo spigolo di monte					0.08578		[N/mmq]		
<u>Fattori per il calcolo della capacità portante</u>									
$N_c = 35.49$		$N'_c = 18.44$							
$N_q = 23.18$		$N'_q = 12.26$							
$N_\gamma = 20.79$		$N'_\gamma = 7.50$							
<u>COEFFICIENTI DI SICUREZZA</u>									
Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.85									
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 6.45									
Sollecitazioni paramento									
<u>Combinazione n° 13</u>									
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	0.76	13.5743	0.2309	1.2904					
3	1.52	27.6972	2.2313	5.1618					
4	2.28	42.3686	7.9626	11.6140					
5	3.04	57.5910	19.3861	20.6581					
6	3.80	73.6576	38.7451	33.6738					
Sollecitazioni fondazione di valle									
<u>Combinazione n° 13</u>									
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	0.16	1.0872	13.5689
2	0.48	9.7246	40.3318
3	0.80	26.8462	66.5946

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 13

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	0.70	-6.8575	-18.2708
2	2.10	-45.1108	-31.5249
3	3.50	-88.1531	-28.3690

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 13

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/mmq]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [N/mmq]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [N/mmq]

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0.00	100.00	70.00	10.05	7.70	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.76	100.00	70.00	10.05	7.70	0.022	0.002	-0.245	-0.316
3	1.52	100.00	70.00	10.05	7.70	0.064	0.009	-0.248	-0.899
4	2.28	100.00	70.00	10.05	7.70	0.159	0.021	0.577	-2.133
5	3.04	100.00	70.00	10.05	7.70	0.434	0.038	8.212	-5.249
6	3.80	100.00	70.00	10.05	7.70	0.948	0.061	30.795	-10.385

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 13

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/mmq]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [N/mmq]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [N/mmq]

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.	X	B	H	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	0.16	100.00	100.00	10.05	0.00	0.016	0.017	1.210	0.000
2	0.48	100.00	100.00	10.05	15.71	0.127	0.050	10.791	-1.167
3	0.80	100.00	100.00	10.05	15.71	0.351	0.083	29.791	-3.222

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.	X	B	H	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	0.70	100.00	100.00	10.05	15.71	0.077	-0.023	-0.803	4.930
2	2.10	100.00	100.00	10.05	15.71	0.508	-0.039	-5.285	32.428
3	3.50	100.00	100.00	10.05	15.71	0.992	-0.035	-10.328	63.369

Verifiche a fessurazione

Combinazione n° 13

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

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]
M_{pf}	Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]
M	Momento agente nella sezione espressa in [kNm]
ϵ_m	deformazione media espressa in [%]
s_m	Distanza media tra le fessure espressa in [mm]
w	Apertura media della fessura espressa in [mm]

Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	s_m	w
1	0.00	10.05	7.70	-122.48	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	0.19	10.05	7.70	121.31	0.00	0.0000	0.00	0.000
3	0.38	10.05	7.70	-122.48	-0.02	0.0000	0.00	0.000
4	0.57	10.05	7.70	-122.48	-0.08	0.0000	0.00	0.000
5	0.76	10.05	7.70	-122.48	-0.23	0.0000	0.00	0.000
6	0.95	10.05	7.70	-122.48	-0.49	0.0000	0.00	0.000
7	1.14	10.05	7.70	-122.48	-0.89	0.0000	0.00	0.000
8	1.33	10.05	7.70	-122.48	-1.46	0.0000	0.00	0.000
9	1.52	10.05	7.70	-122.48	-2.23	0.0000	0.00	0.000
10	1.71	10.05	7.70	-122.48	-3.24	0.0000	0.00	0.000
11	1.90	10.05	7.70	-122.48	-4.51	0.0000	0.00	0.000
12	2.09	10.05	7.70	-122.48	-6.07	0.0000	0.00	0.000
13	2.28	10.05	7.70	-122.48	-7.96	0.0000	0.00	0.000
14	2.47	10.05	7.70	-122.48	-10.21	0.0000	0.00	0.000
15	2.66	10.05	7.70	-122.48	-12.84	0.0000	0.00	0.000
16	2.85	10.05	7.70	-122.48	-15.89	0.0000	0.00	0.000
17	3.04	10.05	7.70	-122.48	-19.39	0.0000	0.00	0.000
18	3.23	10.05	7.70	-122.48	-23.36	0.0000	0.00	0.000
19	3.42	10.05	7.70	-122.48	-27.87	0.0000	0.00	0.000
20	3.61	10.05	7.70	-122.48	-32.98	0.0000	0.00	0.000
21	3.80	10.05	7.70	-122.48	-38.75	0.0000	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	s_m	w
1	-1.50	0.00	10.05	-237.43	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	-1.42	0.00	10.05	244.92	0.27	0.0000	0.00	0.000
3	-1.34	0.00	10.05	244.92	1.09	0.0000	0.00	0.000
4	-1.26	15.71	10.05	248.29	2.44	0.0000	0.00	0.000
5	-1.18	15.71	10.05	248.29	4.34	0.0000	0.00	0.000
6	-1.10	15.71	10.05	248.29	6.76	0.0000	0.00	0.000
7	-1.02	15.71	10.05	248.29	9.72	0.0000	0.00	0.000
8	-0.94	15.71	10.05	248.29	13.22	0.0000	0.00	0.000
9	-0.86	15.71	10.05	248.29	17.23	0.0000	0.00	0.000
10	-0.78	15.71	10.05	248.29	21.78	0.0000	0.00	0.000
11	-0.70	15.71	10.05	248.29	26.85	0.0000	0.00	0.000
12	0.00	15.71	10.05	-252.52	-88.15	0.0000	0.00	0.000
13	0.35	15.71	10.05	-252.52	-77.91	0.0000	0.00	0.000
14	0.70	15.71	10.05	-252.52	-67.18	0.0000	0.00	0.000
15	1.05	15.71	10.05	-252.52	-56.18	0.0000	0.00	0.000
16	1.40	15.71	10.05	-252.52	-45.11	0.0000	0.00	0.000
17	1.75	15.71	10.05	-252.52	-34.18	0.0000	0.00	0.000
18	2.10	15.71	10.05	-252.52	-23.73	0.0000	0.00	0.000
19	2.45	15.71	10.05	-252.52	-14.39	0.0000	0.00	0.000
20	2.80	15.71	10.05	-252.52	-6.86	0.0000	0.00	0.000
21	3.15	15.71	10.05	-252.52	-1.83	0.0000	0.00	0.000
22	3.50	0.00	10.05	-237.43	0.00	0.0000	0.00	0.000

COMBINAZIONE n° 14

Valore della spinta statica	131.9426	[kN]
Componente orizzontale della spinta statica	129.0593	[kN]
Componente verticale della spinta statica	27.4324	[kN]

COMMITTENTE AUTOSTRADA DEL BRENNERO		CODIFICA DOCUMENTO AI_4_5_2_6_RELAZIONE_CALCULO_MURI.DOC		FOGLIO 80 DI 87	
Punto d'applicazione della spinta	X = 3.50	[m]	Y = -2.83[m]		
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	12.00	[°]			
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	51.57	[°]			
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	271.0141	[kN]			
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1.83	[m]	Y = -1.75[m]		
<u>Risultanti</u>					
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	129.0593	[kN]			
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	489.9465	[kN]			
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	489.9465	[kN]			
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	129.0593	[kN]			
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.10	[m]			
Risultante in fondazione	506.6595	[kN]			
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14.76	[°]			
Momento rispetto al baricentro della fondazione	50.8631	[kNm]			
Carico ultimo della fondazione	3159.0491	[kN]			
<u>Tensioni sul terreno</u>					
Lunghezza fondazione reagente	5.00	[m]			
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.11020	[N/mmq]			
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.08578	[N/mmq]			
<u>Fattori per il calcolo della capacità portante</u>					
$N_c = 35.49$		$N'_c = 18.44$			
$N_q = 23.18$		$N'_q = 12.26$			
$N_\gamma = 20.79$		$N'_\gamma = 7.50$			
<u>COEFFICIENTI DI SICUREZZA</u>					
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.85				
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	6.45				
Sollecitazioni paramento					
<u>Combinazione n° 14</u>					
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	0.76	13.5743	0.2309	1.2904	
3	1.52	27.6972	2.2313	5.1618	
4	2.28	42.3686	7.9626	11.6140	
5	3.04	57.5910	19.3861	20.6581	
6	3.80	73.6576	38.7451	33.6738	
Sollecitazioni fondazione di valle					
<u>Combinazione n° 14</u>					
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	0.16	1.0872	13.5689		
2	0.48	9.7246	40.3318		
3	0.80	26.8462	66.5946		
Sollecitazioni fondazione di monte					
<u>Combinazione n° 14</u>					
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		

COMMITTENTE		CODIFICA DOCUMENTO						FOGLIO	
AUTOSTRADA DEL BRENNERO		AI_4_5_2_6_RELAZIONE_CALCULO_MURI.DOC						81 DI 87	
1	0.70	-6.8575	-18.2708						
2	2.10	-45.1108	-31.5249						
3	3.50	-88.1531	-28.3690						
Armature e tensioni nei materiali del muro									
<u>Combinazione n° 14</u>									
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/mm ²]								
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm ²]								
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [N/mm ²]								
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [N/mm ²]								
Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0.00	100.00	70.00	10.05	7.70	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.76	100.00	70.00	10.05	7.70	0.022	0.002	-0.245	-0.316
3	1.52	100.00	70.00	10.05	7.70	0.064	0.009	-0.248	-0.899
4	2.28	100.00	70.00	10.05	7.70	0.159	0.021	0.577	-2.133
5	3.04	100.00	70.00	10.05	7.70	0.434	0.038	8.212	-5.249
6	3.80	100.00	70.00	10.05	7.70	0.948	0.061	30.795	-10.385
Armature e tensioni nei materiali della fondazione									
<u>Combinazione n° 14</u>									
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]								
<u>Fondazione di valle</u>									
(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle)									
Nr.	X	B	H	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	0.16	100.00	100.00	10.05	0.00	0.016	0.017	1.210	0.000
2	0.48	100.00	100.00	10.05	15.71	0.127	0.050	10.791	-1.167
3	0.80	100.00	100.00	10.05	15.71	0.351	0.083	29.791	-3.222
<u>Fondazione di monte</u>									
(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)									
Nr.	X	B	H	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	0.70	100.00	100.00	10.05	15.71	0.077	-0.023	-0.803	4.930
2	2.10	100.00	100.00	10.05	15.71	0.508	-0.039	-5.285	32.428
3	3.50	100.00	100.00	10.05	15.71	0.992	-0.035	-10.328	63.369
Verifiche a fessurazione									
<u>Combinazione n° 14</u>									
L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro									
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]								
M _{pf}	Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]								
M	Momento agente nella sezione espressa in [kNm]								
ε _m	deformazione media espressa in [%]								
s _m	Distanza media tra le fessure espressa in [mm]								
w	Apertura media della fessura espressa in [mm]								
<u>Verifica fessurazione paramento</u>									
N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	s _m	w	

COMMITTENTE				CODIFICA DOCUMENTO				FOGLIO	
AUTOSTRADA DEL BRENNERO				AI_4_5_2_6_RELAZIONE_CALCULO_MURI.DOC				82 DI 87	
1	0.00	10.05	7.70	-122.48	0.00	0.0000	0.00	0.000	
2	0.19	10.05	7.70	121.31	0.00	0.0000	0.00	0.000	
3	0.38	10.05	7.70	-122.48	-0.02	0.0000	0.00	0.000	
4	0.57	10.05	7.70	-122.48	-0.08	0.0000	0.00	0.000	
5	0.76	10.05	7.70	-122.48	-0.23	0.0000	0.00	0.000	
6	0.95	10.05	7.70	-122.48	-0.49	0.0000	0.00	0.000	
7	1.14	10.05	7.70	-122.48	-0.89	0.0000	0.00	0.000	
8	1.33	10.05	7.70	-122.48	-1.46	0.0000	0.00	0.000	
9	1.52	10.05	7.70	-122.48	-2.23	0.0000	0.00	0.000	
10	1.71	10.05	7.70	-122.48	-3.24	0.0000	0.00	0.000	
11	1.90	10.05	7.70	-122.48	-4.51	0.0000	0.00	0.000	
12	2.09	10.05	7.70	-122.48	-6.07	0.0000	0.00	0.000	
13	2.28	10.05	7.70	-122.48	-7.96	0.0000	0.00	0.000	
14	2.47	10.05	7.70	-122.48	-10.21	0.0000	0.00	0.000	
15	2.66	10.05	7.70	-122.48	-12.84	0.0000	0.00	0.000	
16	2.85	10.05	7.70	-122.48	-15.89	0.0000	0.00	0.000	
17	3.04	10.05	7.70	-122.48	-19.39	0.0000	0.00	0.000	
18	3.23	10.05	7.70	-122.48	-23.36	0.0000	0.00	0.000	
19	3.42	10.05	7.70	-122.48	-27.87	0.0000	0.00	0.000	
20	3.61	10.05	7.70	-122.48	-32.98	0.0000	0.00	0.000	
21	3.80	10.05	7.70	-122.48	-38.75	0.0000	0.00	0.000	
<u>Verifica fessurazione fondazione</u>									
N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w	
1	-1.50	0.00	10.05	-237.43	0.00	0.0000	0.00	0.000	
2	-1.42	0.00	10.05	244.92	0.27	0.0000	0.00	0.000	
3	-1.34	0.00	10.05	244.92	1.09	0.0000	0.00	0.000	
4	-1.26	15.71	10.05	248.29	2.44	0.0000	0.00	0.000	
5	-1.18	15.71	10.05	248.29	4.34	0.0000	0.00	0.000	
6	-1.10	15.71	10.05	248.29	6.76	0.0000	0.00	0.000	
7	-1.02	15.71	10.05	248.29	9.72	0.0000	0.00	0.000	
8	-0.94	15.71	10.05	248.29	13.22	0.0000	0.00	0.000	
9	-0.86	15.71	10.05	248.29	17.23	0.0000	0.00	0.000	
10	-0.78	15.71	10.05	248.29	21.78	0.0000	0.00	0.000	
11	-0.70	15.71	10.05	248.29	26.85	0.0000	0.00	0.000	
12	0.00	15.71	10.05	-252.52	-88.15	0.0000	0.00	0.000	
13	0.35	15.71	10.05	-252.52	-77.91	0.0000	0.00	0.000	
14	0.70	15.71	10.05	-252.52	-67.18	0.0000	0.00	0.000	
15	1.05	15.71	10.05	-252.52	-56.18	0.0000	0.00	0.000	
16	1.40	15.71	10.05	-252.52	-45.11	0.0000	0.00	0.000	
17	1.75	15.71	10.05	-252.52	-34.18	0.0000	0.00	0.000	
18	2.10	15.71	10.05	-252.52	-23.73	0.0000	0.00	0.000	
19	2.45	15.71	10.05	-252.52	-14.39	0.0000	0.00	0.000	
20	2.80	15.71	10.05	-252.52	-6.86	0.0000	0.00	0.000	
21	3.15	15.71	10.05	-252.52	-1.83	0.0000	0.00	0.000	
22	3.50	0.00	10.05	-237.43	0.00	0.0000	0.00	0.000	
<u>COMBINAZIONE n° 15</u>									
Valore della spinta statica						131.9426	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica						129.0593	[kN]		
Componente verticale della spinta statica						27.4324	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta						X = 3.50	[m]	Y = -2.83[m]	
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie						12.00	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche						51.57	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte						271.0141	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte						X = 1.83	[m]	Y = -1.75[m]	
<u>Risultanti</u>									
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale						129.0593	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale						489.9465	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione						489.9465	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione						129.0593	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione						0.10	[m]		
Risultante in fondazione						506.6595	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)						14.76	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione						50.8631	[kNm]		

COMMITTENTE AUTOSTRADA DEL BRENNERO	CODIFICA DOCUMENTO AI_4_5_2_6_RELAZIONE_CALCULO_MURI.DOC		FOGLIO 83 DI 87	
Carico ultimo della fondazione	3159.0491	[kN]		
<u>Tensioni sul terreno</u>				
Lunghezza fondazione reagente	5.00	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.11020	[N/mm ²]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.08578	[N/mm ²]		
<u>Fattori per il calcolo della capacità portante</u>				
N _c = 35.49	N' _c = 18.44			
N _q = 23.18	N' _q = 12.26			
N _γ = 20.79	N' _γ = 7.50			
<u>COEFFICIENTI DI SICUREZZA</u>				
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.85			
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	6.45			
Sollecitazioni paramento				
<u>Combinazione n° 15</u>				
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	0.76	13.5743	0.2309	1.2904
3	1.52	27.6972	2.2313	5.1618
4	2.28	42.3686	7.9626	11.6140
5	3.04	57.5910	19.3861	20.6581
6	3.80	73.6576	38.7451	33.6738
Sollecitazioni fondazione di valle				
<u>Combinazione n° 15</u>				
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	0.16	1.0872	13.5689	
2	0.48	9.7246	40.3318	
3	0.80	26.8462	66.5946	
Sollecitazioni fondazione di monte				
<u>Combinazione n° 15</u>				
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	0.70	-6.8575	-18.2708	
2	2.10	-45.1108	-31.5249	
3	3.50	-88.1531	-28.3690	
Armature e tensioni nei materiali del muro				
<u>Combinazione n° 15</u>				
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 [cm ²]			
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cm ²]			
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [N/mm ²]			
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mm ²]			
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [N/mm ²]			
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [N/mm ²]			

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0.00	100.00	70.00	10.05	7.70	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.76	100.00	70.00	10.05	7.70	0.022	0.002	-0.245	-0.316
3	1.52	100.00	70.00	10.05	7.70	0.064	0.009	-0.248	-0.899
4	2.28	100.00	70.00	10.05	7.70	0.159	0.021	0.577	-2.133
5	3.04	100.00	70.00	10.05	7.70	0.434	0.038	8.212	-5.249
6	3.80	100.00	70.00	10.05	7.70	0.948	0.061	30.795	-10.385

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 15

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/mmq]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [N/mmq]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [N/mmq]

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.	X	B	H	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	0.16	100.00	100.00	10.05	0.00	0.016	0.017	1.210	0.000
2	0.48	100.00	100.00	10.05	15.71	0.127	0.050	10.791	-1.167
3	0.80	100.00	100.00	10.05	15.71	0.351	0.083	29.791	-3.222

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.	X	B	H	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
1	0.70	100.00	100.00	10.05	15.71	0.077	-0.023	-0.803	4.930
2	2.10	100.00	100.00	10.05	15.71	0.508	-0.039	-5.285	32.428
3	3.50	100.00	100.00	10.05	15.71	0.992	-0.035	-10.328	63.369

Verifiche a fessurazione

Combinazione n° 15

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

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]
M _{pf}	Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]
M	Momento agente nella sezione espressa in [kNm]
ε _m	deformazione media espressa in [%]
s _m	Distanza media tra le fessure espressa in [mm]
w	Apertura media della fessura espressa in [mm]

Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	s _m	w
1	0.00	10.05	7.70	-122.48	0.00	0.0000	0.00	0.000
2	0.19	10.05	7.70	121.31	0.00	0.0000	0.00	0.000
3	0.38	10.05	7.70	-122.48	-0.02	0.0000	0.00	0.000
4	0.57	10.05	7.70	-122.48	-0.08	0.0000	0.00	0.000
5	0.76	10.05	7.70	-122.48	-0.23	0.0000	0.00	0.000
6	0.95	10.05	7.70	-122.48	-0.49	0.0000	0.00	0.000
7	1.14	10.05	7.70	-122.48	-0.89	0.0000	0.00	0.000
8	1.33	10.05	7.70	-122.48	-1.46	0.0000	0.00	0.000
9	1.52	10.05	7.70	-122.48	-2.23	0.0000	0.00	0.000
10	1.71	10.05	7.70	-122.48	-3.24	0.0000	0.00	0.000
11	1.90	10.05	7.70	-122.48	-4.51	0.0000	0.00	0.000
12	2.09	10.05	7.70	-122.48	-6.07	0.0000	0.00	0.000
13	2.28	10.05	7.70	-122.48	-7.96	0.0000	0.00	0.000
14	2.47	10.05	7.70	-122.48	-10.21	0.0000	0.00	0.000
15	2.66	10.05	7.70	-122.48	-12.84	0.0000	0.00	0.000
16	2.85	10.05	7.70	-122.48	-15.89	0.0000	0.00	0.000

COMMITTENTE AUTOSTRADA DEL BRENNERO				CODIFICA DOCUMENTO AI_4_5_2_6_RELAZIONE_CALCULO_MURI.DOC				FOGLIO 85 DI 87	
17	3.04	10.05	7.70	-122.48	-19.39	0.0000	0.00	0.000	
18	3.23	10.05	7.70	-122.48	-23.36	0.0000	0.00	0.000	
19	3.42	10.05	7.70	-122.48	-27.87	0.0000	0.00	0.000	
20	3.61	10.05	7.70	-122.48	-32.98	0.0000	0.00	0.000	
21	3.80	10.05	7.70	-122.48	-38.75	0.0000	0.00	0.000	
<i>Verifica fessurazione fondazione</i>									
N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pf}	M	ε _m	S _m	w	
1	-1.50	0.00	10.05	-237.43	0.00	0.0000	0.00	0.000	
2	-1.42	0.00	10.05	244.92	0.27	0.0000	0.00	0.000	
3	-1.34	0.00	10.05	244.92	1.09	0.0000	0.00	0.000	
4	-1.26	15.71	10.05	248.29	2.44	0.0000	0.00	0.000	
5	-1.18	15.71	10.05	248.29	4.34	0.0000	0.00	0.000	
6	-1.10	15.71	10.05	248.29	6.76	0.0000	0.00	0.000	
7	-1.02	15.71	10.05	248.29	9.72	0.0000	0.00	0.000	
8	-0.94	15.71	10.05	248.29	13.22	0.0000	0.00	0.000	
9	-0.86	15.71	10.05	248.29	17.23	0.0000	0.00	0.000	
10	-0.78	15.71	10.05	248.29	21.78	0.0000	0.00	0.000	
11	-0.70	15.71	10.05	248.29	26.85	0.0000	0.00	0.000	
12	0.00	15.71	10.05	-252.52	-88.15	0.0000	0.00	0.000	
13	0.35	15.71	10.05	-252.52	-77.91	0.0000	0.00	0.000	
14	0.70	15.71	10.05	-252.52	-67.18	0.0000	0.00	0.000	
15	1.05	15.71	10.05	-252.52	-56.18	0.0000	0.00	0.000	
16	1.40	15.71	10.05	-252.52	-45.11	0.0000	0.00	0.000	
17	1.75	15.71	10.05	-252.52	-34.18	0.0000	0.00	0.000	
18	2.10	15.71	10.05	-252.52	-23.73	0.0000	0.00	0.000	
19	2.45	15.71	10.05	-252.52	-14.39	0.0000	0.00	0.000	
20	2.80	15.71	10.05	-252.52	-6.86	0.0000	0.00	0.000	
21	3.15	15.71	10.05	-252.52	-1.83	0.0000	0.00	0.000	
22	3.50	0.00	10.05	-237.43	0.00	0.0000	0.00	0.000	
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]									
Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax		
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		
2	0.76	13.5743	17.6466	0.2309	0.4890	1.2904	2.1683		
3	1.52	27.6972	36.0063	2.2313	3.6906	5.1618	7.6589		
4	2.28	42.3686	55.0792	7.9626	12.1300	11.6140	16.4720		
5	3.04	57.5910	74.8683	19.3861	29.1412	20.6581	33.8132		
6	3.80	73.6576	95.7549	38.7451	62.3293	33.6738	59.5528		
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]									
Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax				
1	0.16	1.0872	1.5778	13.5689	19.6473				
2	0.48	9.7246	13.9826	40.3318	57.5794				
3	0.80	26.8462	38.2349	66.5946	93.6946				
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]									
Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax				
1	0.70	-14.5189	-6.8575	-39.0181	-18.2708				
2	2.10	-99.6729	-45.1108	-73.2519	-31.5249				
3	3.50	-200.6368		-88.1531	-65.1862	-28.3690			

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/mmq]
- τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]
- σ_{fs} tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [N/mmq]
- σ_{fi} tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [N/mmq]
- N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]
- M_u momento ultimo espresso in [kNm]
- CS coefficiente sicurezza sezione
- Vcd Aliquota di taglio assorbito dal cls
- Vwd Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	Vcd	Vwd
1	0.00	100.00	70.00	10.05	7.70	0.00	0.00	1000.00	466.38	0.00
2	0.76	100.00	70.00	10.05	7.70	8319.59	-143.79	479.55	466.38	0.00
3	1.52	100.00	70.00	10.05	7.70	6571.95	-568.68	219.97	466.38	0.00
4	2.28	100.00	70.00	10.05	7.70	3480.84	-944.05	81.59	466.38	0.00
5	3.04	100.00	70.00	10.05	7.70	1179.04	-585.12	20.08	466.38	0.00
6	3.80	100.00	70.00	10.05	7.70	473.62	-381.97	6.23	466.38	0.00

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0.00	100.00	70.00	10.05	7.70	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.76	100.00	70.00	10.05	7.70	0.022	0.002	-0.245	-0.316
3	1.52	100.00	70.00	10.05	7.70	0.064	0.009	-0.248	-0.899
4	2.28	100.00	70.00	10.05	7.70	0.159	0.021	0.577	-2.133
5	3.04	100.00	70.00	10.05	7.70	0.434	0.038	8.212	-5.249
6	3.80	100.00	70.00	10.05	7.70	0.948	0.061	30.795	-10.385

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/mmq]
- τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [N/mmq]
- σ_{fi} tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [N/mmq]
- σ_{fs} tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [N/mmq]
- N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]
- M_u momento ultimo espresso in [kNm]
- CS coefficiente sicurezza sezione
- Vcd Aliquota di taglio assorbito dal cls
- Vwd Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

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.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	Vcd	Vwd
1	0.16	100.00	100.00	0.00	10.05	0.00	361.41	236.88	683.29	0.00
2	0.48	100.00	100.00	15.71	10.05	0.00	360.54	26.70	683.29	0.00
3	0.80	100.00	100.00	15.71	10.05	0.00	360.54	9.77	683.29	0.00

Inviluppo SLE

Nr.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
4	0.16	100.00	100.00	0.00	10.05	0.016	0.017	1.210	0.000
5	0.48	100.00	100.00	15.71	10.05	0.127	0.050	10.791	-1.167
6	0.80	100.00	100.00	15.71	10.05	0.351	0.083	29.791	-3.222

Fondazione di monte

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

Involuppo SLU

Nr.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{cd}	V _{wd}
1	0.70	100.00	100.00	15.71	10.05	0.00	-559.77	39.70	683.29	0.00
2	2.10	100.00	100.00	15.71	10.05	0.00	-559.77	5.80	683.29	0.00
3	3.50	100.00	100.00	15.71	10.05	0.00	-559.77	2.90	683.29	0.00

Involuppo SLE

Nr.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
4	0.70	100.00	100.00	15.71	10.05	0.077	-0.023	-0.803	4.930
5	2.10	100.00	100.00	15.71	10.05	0.508	-0.039	-5.285	32.428
6	3.50	100.00	100.00	15.71	10.05	0.992	-0.035	-10.328	63.369

Spostamenti*Simbologia adottata*

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
ag _{Critico}	Accelerazione critica espressa in [m/s ²]
D	Spostamento espresso in [cm]

Spostamento limite imposto D_{limite} = 2.00 [cm]

C	Tipo	ag _{Critico}	D
13	SLEQ	6.4869	0.0000
14	SLEF	6.4869	0.0000
15	SLER	6.4869	0.0000

Elenco ferri*Simbologia adottata*

Destinazione	Destinazione ferro
φ	Diametro ferro espresso in [mm]
n	Numero tondini
L	Lunghezza totale ferro espressa in [cm]
P	Peso singolo ferro espresso in [kN]
P _g	Peso gruppo espresso in [kN]

Destinazione	φ	n	L	P	P _g
Fondazione	20.00	5	652.20	0.1577	0.7887
Fondazione	16.00	5	656.70	0.1016	0.5082
Paramento	14.00	5	559.00	0.0662	0.3312
Paramento	16.00	5	559.00	0.0865	0.4326
Fondazione	8.00	9	105.05	0.0041	0.0366
Paramento	8.00	9	75.08	0.0029	0.0261