

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO
PER LA MESSA IN SICUREZZA DELL'AREA A MONTE
DELL'ABITATO DI FARRA D'ALPAGO IN VIA XVII APRILE
CUP: F61B21006410003

**COMMITTENTE****PROVINCIA DI BELLUNO**

Via Sant'Andrea, n. 5 – 32100 Belluno

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

dott.ssa Stefania Bassani

**PROGETTAZIONE GENERALE
E DIREZIONE LAVORI:**studio di ingegneria
Mazzoran Tiloca De Lottopiazza dei Martiri, 29
32100 - Belluno
tel. 0437.659236via Roma, 59
32043 - Cortina d'Ampezzo (BL)
tel. 0436.2764 - fax 0436.870416
studiomtd.it - info@studiomtd.it

ing. Ludovico De Lotto

RELAZIONE GEOLOGICA**Sede operativa di Alpago**Viale al lago, 10 - località
Farra - 32016 Alpago (BL)

mobile +39 340 9824957

e-mail: studio@geopadovan.it

dott. geol. Tiziano Padovan

RELAZIONE GEOTECNICA**DATA**

31/08/2022

AGGIORNAMENTI**ALLEGATO****R7**

INDICE

1	PREMESSE	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
4	CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI.....	5
4.1	Geologia e parametri geotecnici.....	5
4.2	Capacità portante del terreno	6
4.3	Aspetti sismici	7
5	BRIGLIE DI PROGETTO – SCENARI ANALIZZATI.....	8
6	BRIGLIE DI PROGETTO - RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE.....	9
6.1	Modello di calcolo	9
6.2	Verifica.....	9

1 PREMESSE

Il presente documento fa parte del progetto strutturale di *Messa in sicurezza dell'area a monte dell'abitato di Farra d'Alpago - via XVII Aprile, nel comune di Alpago (BL)*.

In particolare ci si riferisca a quanto segue per quanto riguarda la Relazione geotecnica di cui al §10.1 del D.M. 17.01.2018.

I lavori previsti riguardano, dal punto di vista prettamente strutturale, la realizzazione di una briglia filtrante in c.a. con pettine in acciaio.

Di seguito si riportano:

- le verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO) riguardanti la briglia:
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
 - ribaltamento.

Tutte le verifiche vengono svolte assimilando la briglia a muro di sostegno, secondo quindi le indicazioni contenute al §6.5.3.1.1. e al §7.11.6.2 del D.M. 17.01.2018.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- [DR01] Relazione geologica a firma del dott. geologo Tiziano Padovan.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli delle strutture, che considerano le effettive modalità costruttive adottate dall'impresa esecutrice, sono stati sviluppati con gli usuali metodi suggeriti dalla Scienza delle Costruzioni, utilizzando il metodo degli Stati Limite.

Dal punto di vista normativo si fa riferimento a:

- [NR01] Legge 05.11.1971 n.1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- [NR02] D.M. 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni";
- [NR03] Circolare 21.01.2019 n.7, C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018".

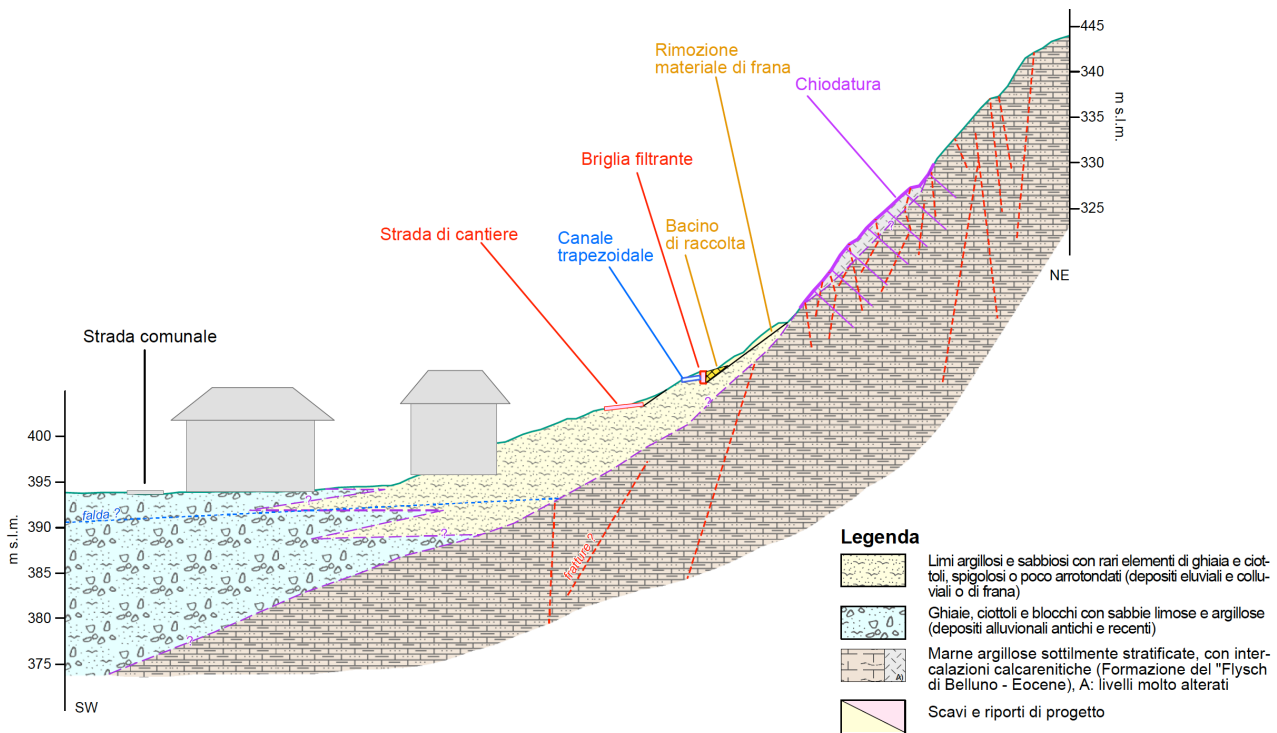
4 CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI

4.1 Geologia e parametri geotecnici

Il documento di riferimento, come detto, è il [DR01] *Relazione geologica* a firma del dott. geologo Tiziano Padovan al quale si rimanda per ogni dettaglio.

Si riportano di seguito alcuni significativi estratti della suddetta relazione (sezione geologica con relativi parametri geomeccanici da impiegare).

I terreni in oggetto, dal punto di vista sismico, appartengono alla Categoria di sottosuolo B. La Categoria topografica è T2.



- angolo d'attrito interno (effettive)	ϕ'	=	$22^\circ \div 23^\circ$
- coesione (effettive)	c'	=	$5 \div 10 \text{ kPa}$
- angolo d'attrito interno (tot.)	ϕ_u	=	0°
- coesione (totali)	c_u	=	$20 \div 30 \text{ kPa}$
- peso di volume	γ	=	$18 \div 19 \text{ kN/m}^3$
- modulo di elasticità	E	=	$10 \div 15 \text{ MPa}$

- angolo d'attrito interno	ϕ'	=	$34^\circ \div 35^\circ$
- coesione	c'	=	0 kPa
- peso di volume	γ	=	$19 \div 20 \text{ kN/m}^3$
- peso di volume immerso	γ	=	$10 \div 11 \text{ kN/m}^3$
- modulo di elasticità	E	=	$20 \div 30 \text{ MPa}$

Parametri geomeccanici dei due litotipi individuati (sopra limi argillosi, sotto le ghiaie)

4.2 Capacità portante del terreno

La resistenza di progetto del terreno si può valutare (Approccio 2, combinazione A1+M1+R3) riducendo di un fattore $\gamma_R = 1.4$ la capacità portante allo Stato Limite Ultimo del terreno, che è stata ricavata ipotizzando un meccanismo di rottura globale con criterio di rottura di *Mohr-Coulomb* secondo la seguente formula

$$q_f = c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q_0 N_q s_q d_q i_q b_q g_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

$N_i \rightarrow$ Fattori di capacità portante $N_i = N_i(\phi')$;

(Brinch-Hansen, 1970)

$s_i \rightarrow$ Fattori di forma della fondazione

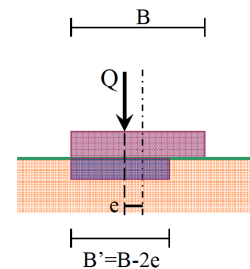
$d_i \rightarrow$ Fattori correttivi inclinazione del carico

$i_i \rightarrow$ Fattori correttivi inclinazione base fondazione

$b_i \rightarrow$ Fattori correttivi inclinazione piano campagna

$g_i \rightarrow$ Fattori dipendenti dalla profondità del piano posa

$B' = B - 2e \rightarrow$ Effetto dell'eccentricità (Meyerhof, 1953)



SLU (FONDAMENTALE)		
B	2,00	[m]
B'	1,34	[m]
L	6,00	[m]
D	0,50	[m]
e	0,33	[m]
ϕ'	23	[°]
c'	5	[kN/m ²]
γ	9	[kN/m ³]
q_0	4,5	[kN/m ²]
N_q	8,66	
N_c	18,05	
N_γ	8,20	
s_c	1,16	
s_q	1,14	
s_γ	0,87	
d_c	1,10	
d_q	1,08	
coesione	115,14	[kN/m ²]
sovraccarico	47,99	[kN/m ²]
attrito	42,86	[kN/m ²]
q_f	206	[kN/m ²]
γ_R	1,4	
q_d	147	[kN/m²]

SLV (SISMA)		
B	2,00	[m]
B'	1,30	[m]
L	6,00	[m]
D	0,50	[m]
e	0,35	[m]
ϕ'	23	[°]
c'	10	[kN/m ²]
γ	19	[kN/m ³]
q_0	9,5	[kN/m ²]
N_q	8,66	
N_c	18,05	
N_γ	8,20	
s_c	1,16	
s_q	1,14	
s_γ	0,87	
d_c	1,10	
d_q	1,08	
coesione	230,28	[kN/m ²]
sovraccarico	101,32	[kN/m ²]
attrito	87,78	[kN/m ²]
q_f	419	[kN/m ²]
γ_R	1,4	
q_d	300	[kN/m²]

Capacità portante della fondazione della briglia

4.3 Aspetti sismici

Il comune di Alpago (BL) appartiene alla Zona Sismica di 1^a categoria. I terreni in oggetto, dal punto di vista sismico, appartengono alla Categoria di sottosuolo B. La Categoria topografica è T2.

La Vita nominale dei manufatti in oggetto vale $V_N=50$ anni (*Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*) e la loro Classe d'uso è la II, a cui corrisponde un Coefficiente d'uso $C_U=1.0$ e di conseguenza il Periodo di riferimento per l'azione sismica vale $V_R=50$ anni.

L'accelerazione massima attesa al sito da considerare nell'analisi pseudo statica per il calcolo dei coefficienti sismici orizzontale e verticale è pari a $a_{max}= 0.35$ g.

I coefficienti sismici possono essere valutati come indicato al §7.11.6.2.1 del D.M. 17.01.2018 di cui si riportano di seguito dei significativi estratti.

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

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad [7.11.6]$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad [7.11.7]$$

dove

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

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

g = accelerazione di gravità.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

I coefficienti sismici assumono pertanto i seguenti valori:

$$k_h = 0.38 \times 0.35 = 0.133$$

$$k_v = \pm 0.5 \times 0.133 = \pm 0.067$$

Per la valutazione delle spinte in condizioni sismiche si adotta il metodo di *Mononobe e Okabe* (1929), che è un metodo pseudo statico derivato direttamente dall'estensione del metodo di *Coulomb*, suggerito dalla vigente normativa per le opere di sostegno in zona sismica.

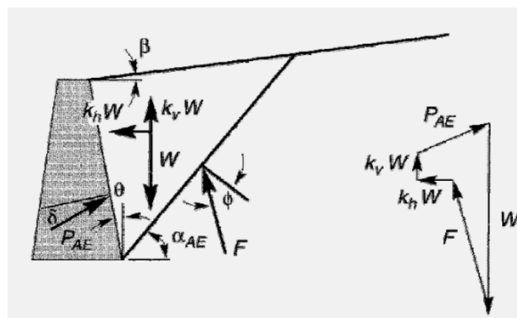
Di seguito si riporta un'immagine esplicativa della definizione della spinta in condizioni sismiche con il metodo sopra citato.

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v)$$

Dove:

$$K_h = a_h/g \quad K_v = a_v/g$$

$$\psi = \tan^{-1} [k_h / (1 - k_v)]$$



$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)} \right]^2} \quad \text{per } \phi - \beta \geq \psi$$

Valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo di Mononobe e Okabe

5 BRIGLIE DI PROGETTO – SCENARI ANALIZZATI

La briglia in progetto è stata calcolata per i seguenti due scenari:

- scenario 1: combinazione SLU (fondamentale) con briglia completamente colmata con terreno saturo d'acqua fino alla quota della gaveta e spinta idrostatica che si eleva fino alla sommità dei muri d'ala;
- scenario 2: combinazione SLV (sismica) con briglia completamente colmata con terreno (senza spinta idrostatica) fino alla quota della gaveta.

Le azioni stabilizzanti a tergo delle briglie sono quelle dovute ai corrispondenti pesi propri dell'acqua e del terreno immerso.

In conformità a quanto previsto dal §6.5.3.1.1 del D.M. 17.01.2018, le verifiche SLU di tipo geotecnico (scorrimento sul piano di posa, collasso per carico limite del complesso fondazione – terreno e ribaltamento) e di tipo strutturale (raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali) sono state effettuate secondo l'Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali delle sottostanti tabelle, in modo da massimizzare gli effetti pertinenti a ciascuna verifica.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

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

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

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

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

Coefficienti parziali utilizzati nelle verifiche

6 BRIGLIE DI PROGETTO - RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE

6.1 Modello di calcolo

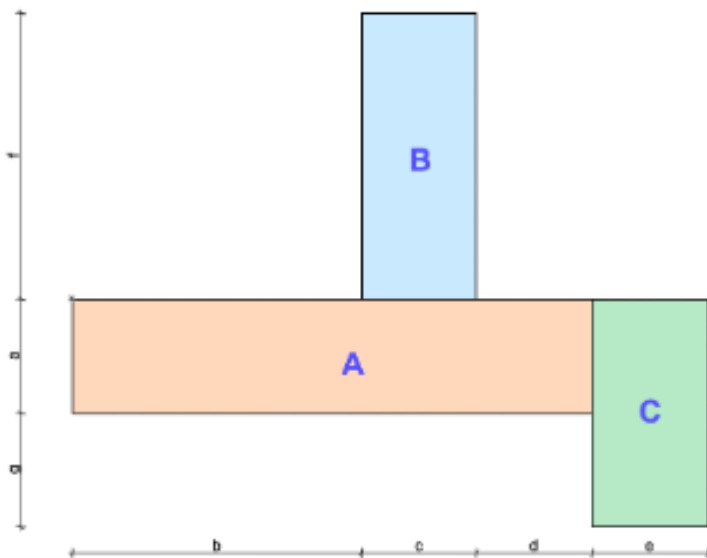
La briglia di progetto è stata calcolata e verificata con l'ausilio di un foglio di calcolo considerando una fascia di larghezza unitaria in corrispondenza del muro laterale.

Si trascura a favore di sicurezza la resistenza passiva del terreno a valle.

Si riportano di seguito le verifiche geotecniche della briglia in condizioni statiche e sismiche.

6.2 Verifica

Geometria della briglia:



altezza ciabatta (a)	0,50 m
scarpa (b)	1,20 m
spessore muro B (c)	0,40 m
ciabatta davanti (d)	0,40 m
dente davanti (e)	0,00 m
altezza muro (f)	1,95 m
altezza dente davanti (g)	0,00 m
lunghezza fondazione	2,00 m

Caratteristiche del terreno a monte				
ϕ	angolo attrito terreno	22 °		
γ	peso terreno	19 [kN/mc]		
β	inclinazione paramento	0 °		
ε	inclinazione versante a monte	10 °		
δ	attrito muro-terreno	7 °		
	peso acqua	10 [kN/mc]		
θ	dipende da sisma	8 °		
$a \cdot S$	accelerazione suolo	0,35 g		
β_m	coeff. riduttivo formula 7.11.6	0,38		
kh		0,133		
kv		0,067		
caso statico				
Ka=	coeff. spinta attiva statico	0,50		$\approx \cos(0,38 - 0,00)^2 / (\cos(0,00)^2 \cdot \cos(0,13 + 0,00) \cdot (1 + S \cdot \text{QRT}(0,10))^2)$
	gradiente di pressione	4,46 [kN/mc]		$\approx 0,50 \cdot (19,00 - 10,00)$
caso sismico senza acqua				
Ka=	coeff. spinta attiva sismico	0,70		$\approx \text{IF}(0,04 < 0,1; \cos(0,38 - 0,00 - 0,142)^2 / (\cos(0,142)^2 \cdot \cos(0,00)^2 \cdot \cos(0,13 + 0,00 + 0,142) \cdot (1 + \text{SQRT}(0,04))^2); 0,50 \cdot (19,00 - 10,00))$
	gradiente di pressione	15,08 [kN/mc]		$\approx 0,70 \cdot (19,00) \cdot (1 + 0,133)$

Caratteristiche terreno di fondazione				
tan φ	attrito terreno-fondazione	23		
Cu	coesione non drenata	25,00	[kPa]	
C'	coesione drenata	10,00	[kPa]	
	coesione anche sul cuneo di spinta	FALSO		
Caratteristiche geometriche sezione della briglia				
	peso briglia	44,50	[kN/m]	
	x baricentro briglia	0,82	[m]	
	y baricentro briglia	0,79	[m]	
	W fondazione	0,7	[m ³]	
VERIFICA STATICA				
	altezza acqua	2,45	[m]	
	altezza terreno	1,2	[m]	
	quota gaveta	2,45	[m]	≈0,00+0,50+1,95
	spinta acqua su briglia	30,01	[kN/m]	≈10,00*2,45 ² /2
	altezza spinta acqua su briglia	0,82	[m]	≈2,45/3
	spinta acqua sopra briglia	0	[kN/m]	≈10,00*(2,45-2,45)*2,45
	altezza spinta acqua sopra briglia	1,225	[m]	≈2,45/2
	spinta terra su briglia	3,2	[kN/m]	≈IF(Falso;{4,46*1,20-2*10,00*SQRT(0,50)})*1,1
	altezza spinta terra su briglia	0,82	[m]	≈0,82
	pressione stabilizzante acqua	19,5	[kN/mq]	≈(10,00)*(1,95)
	pressione stabilizzante terreno	17,55	[kN/mq]	≈(19,00-10,00)*(1,95)
	attrito muro-terreno	1,1	[kN/m]	≈0,57*(1,95) ² /2
	distanza da rotazione attrito m-t	0,8	[m]	≈0,40+0,40+0,00
Verifica ribaltamento (A1+M1+R3)				
	γ _R =	1,15		
	Momento ribaltante MR	29,8	[kNm/m]	≈1,1*(30,01*0,82+0,00*1,23)+1,1*(3,2*0,82)
	Momento stabilizzante briglia MSB	33,0	[kNm/m]	≈0,9*(44,50*0,82)
	Momento stabilizzante terreno MST	56,8	[kNm/m]	≈0,9*((19,50+17,55)*1,20*(0,80+1,20/2))+1,1*0,80)
	(MSB + MST)/1,15 =	78,1	[kNm/m]	≈(33,0+56,8)/1,15
	29,8	<	78,1	Verificato
Verifica a scorrimento (A1+M1+R3)				
	γ _R =	1,1		
	Spinta acqua su briglia	39,0	[kN/m]	≈1,3*(30,01+0,00)
	Spinta terreno su briglia	4,2	[kN/m]	≈1,3*3,2
	Spinta totale ST	43,2	[kN/m]	≈39,0+4,2
	Carico verticale totale CV	90,1	[kN/m]	≈44,50+(19,50+17,55)*1,20+1,1
	Resistenza a scorrimento non drenata =	45,5	[kN/m]	≈2,00*25,00/1,10
	Resistenza a scorrimento drenata=	52,9	[kN/m]	≈(90,1*TAN(0,40)+2,00*10,00)/1,10
	43,2	<	45,5	Verificato
Verifica pressione terreno (A1+M1+R3)				
	γ _R =	1,4		
	eccentricità	0,33	[m]	PARZIALIZZATA
	Pressione massima su terreno	117,1	[kPa]	≈IF(0,33<2,006*(1,3*90,1/(2,00*1)*(1+6*0,332,00));4*(1,3*90,1/(3*(2,00-2*0,33)*1))
	Capacità portante	147	[kPa]	
	117,1	<	147	Verificato

VERIFICA SISMICA				
altezza acqua		0	[m]	
altezza terreno		1,2	[m]	
altezza sommità gaveta		2,45	[m]	=0,00+0,50+1,95
spinta statica acqua su briglia		0,0	[kN/m]	=IF(0,00<2,45;10,00*0,00^2/2;10,00*2,45^2/2)
altezza spinta acqua su briglia		0,82	[m]	=2,45/3
spinta acqua sopra briglia		0	[kN/m]	=IF(0,00<2,45;0;10,00*(0,00-2,45)^2,45)
altezza spinta acqua sopra briglia		1,225	[m]	=2,45/2
spinta dinamica acqua su briglia		0,0	[kN/m]	=7/12*0,133*10,00*0,00^2
altezza spinta dinamica acqua su briglia		0,00	[m]	=0,00*0,4
spinta terra su briglia		10,9	[kN/m]	=15,08*1,20^2/2
altezza spinta terra su briglia		0,60	[m]	=1,20/2
pressione stabilizzante acqua		0	[kN/mq]	=IF((-5,00)>0;(-5,00);0)
pressione stabilizzante terreno		12,42	[kN/mq]	=19,00*(1,20-0,00-0,50)*(1-0,067)
attrito muro-terreno		0,0	[kN/m]	=0 NON E' UNA FORMULA!!
distanza da rotazione attrito m-t		1,225	[m]	=1,23
Verifica ribaltamento (A1+M1+R3)				
$\gamma_R =$		1,15		
Momento ribaltante MR		18,8	[kNm/m]	=44,50*0,35*0,79+0,0*0,82+0,00*1,23+0,0*0,00+10,9*0,60
Momento stabilizzante briglia MSB		36,7	[kNm/m]	=44,50*0,82
Momento stabilizzante terreno MST		20,9	[kNm/m]	=12,42*1,20*(2,00-1,20/2)+0,0*1,23
(MSB + MST)/1,15 =		50,1	[kNm/m]	=36,7+20,9/1,15
	18,8	<	50,1	Verificato
Verifica a scorrimento (A1+M1+R3)				
$\gamma_R =$		1,1		
Spinta sisma su briglia		15,6	[kN/m]	=44,50*0,35
Spinta acqua su briglia		0,0	[kN/m]	=0,0+0,00+0,0
Spinta terreno su briglia		10,9	[kN/m]	=10,9
Spinta totale ST		26,4	[kN/m]	=15,6+0,0+10,9
Carico verticale totale CV		59,4	[kN/m]	=44,50+(12,42)*1,20+0,0
Resistenza a scorrimento non drenata =		45,5	[kN/m]	=2,00*25,00/1,10
Resistenza a scorrimento drenata=		41,1	[kN/m]	=59,4*TAN(0,40)+2,00*10,00/1,10
	26,4	<	41,1	Verificato
Verifica pressione terreno (A1+M1+R3)				
$\gamma_R =$		1,4		
eccentricità		0,35	[m]	PARZIALIZZATA
Pressione massima su terreno		60,6	[kPa]	=IF(0,35<2,006/(59,4/(2,00*1)*(1+6*0,352,00)))4*59,4/(3*(2,00-2*0,35)^1))
Capacità portante		300	[kPa]	
	60,6	<	300	Verificato