



# Comunità Montana di Valle Trompia

## RIDUZIONE DELL'INCIDENTALITA' STRADALE SULLA VIABILITA' INTERVALLIVA RAGGRUPPAMENTO DI COMUNI DELLA VALLE TROMPIA – ANNO 2019

### Progetto Esecutivo

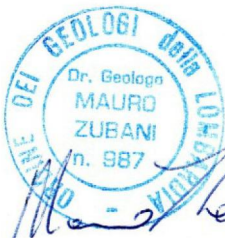
#### Il Responsabile unico del Procedimento

(Arch. Fabrizio Veronesi)

IL DIRIGENTE AREA TECNICA  
Arch. Fabrizio VERONESI



#### Il Progettista



#### I Collaboratori

(Geom. Giuseppe Mansini  
Geom. Luca Fabbri  
Geom. Gianni Galesi)

File : "Incidentalità.dwg"

Data : ottobre 2019

Scala: -

Comuni interessati : Bovezzo, Nave, Pezzaze, Polaveno,  
Villa Carcina, Tavernole s/M

Oggetto :

RELAZIONE TECNICA - QUADRO ECONOMICO  
INTERVENTO COMUNE DI PEZZAZE

Comunità Montana di Valle Trompia - C.F. 83001710173 Via Matteotti 327, 25063 Gardone Val Trompia (Bs)  
Tel. 030-833741 Fax 030-8910999 email:protocollo@pec.cm.valletrompia.it - www.cm.valletrompia.it

Disegno di proprietà della Comunità Montana di Valle Trompia - riproduzione vietata senza autorizzazione

# 1



**REGIONE LOMBARDIA**



**PROVINCIA DI BRESCIA**

**COMUNE DI PEZZAZE**

**INTERVENTO LUNGO LA STRADA INTERCOMUNALE  
PEZZAZE - AVANO AL SECONDO TORNANTE  
VIA SAN APOLLONIO**

**PROGETTO**

**ESECUTIVO**

**RELAZIONE TECNICA**

*PROVA SCPT 02*



**OTTOBRE 2018**

**STUDIO GEOLOGICO  
DR. MAURO ZUBANI**

*GEOLOGIA TECNICA ED APPLICATA - CONSULENZE GEOLOGICHE  
INDAGINI GEODINAMICHE - CARTOGRAFIA  
TAVERNOLE S/M (BS)*



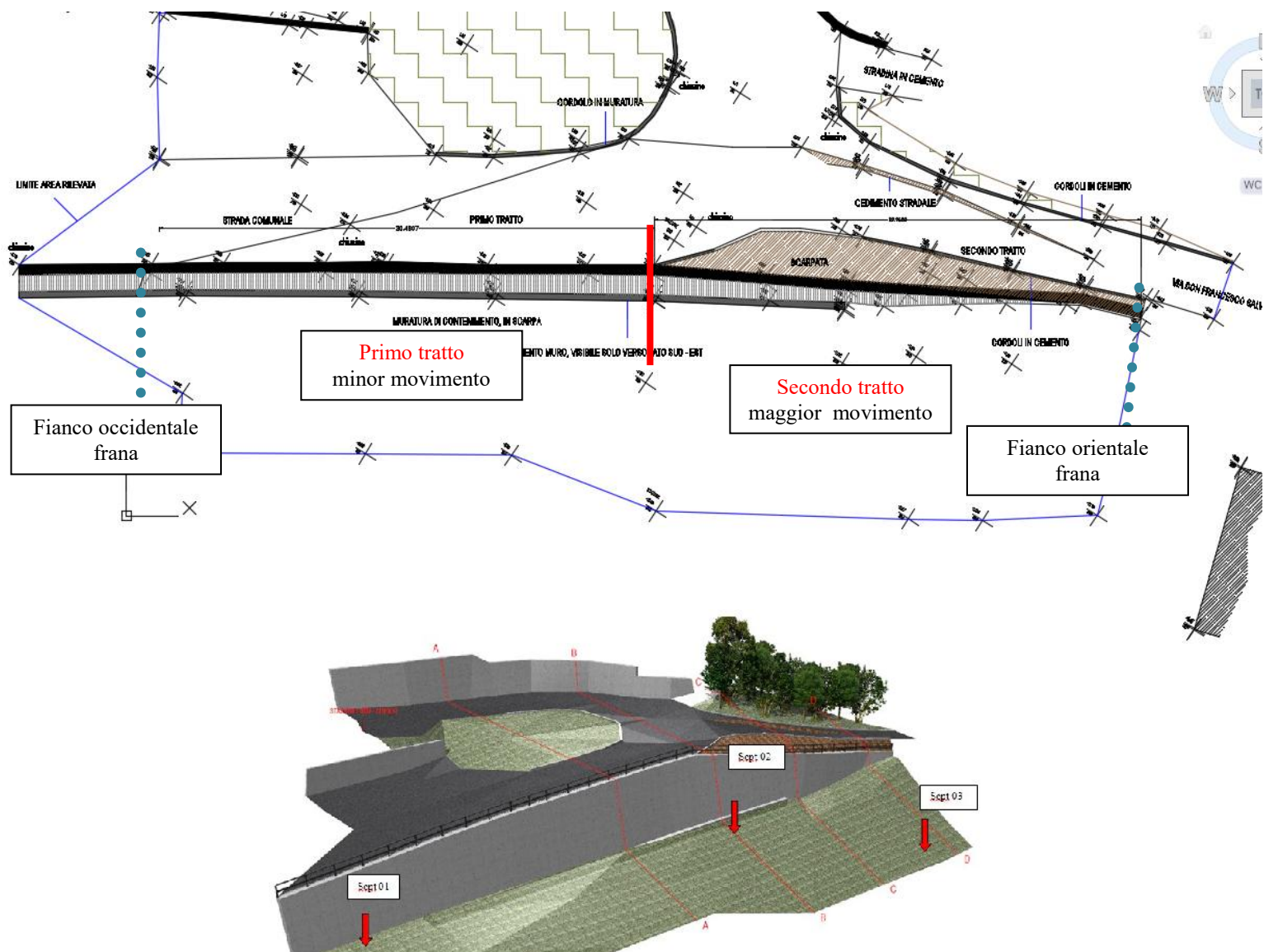
3395809907



mauro.zubani@tiscali.it

INDICE

1. Descrizione della frana .....	3
2. Il muro esistente: considerazioni.....	4
3. Sintesi stato luoghi .....	7
4. Soluzioni progettuali .....	8
5. Spinta sul muro .....	12
6. tiranti.....	14
7. Micropali .....	17
8. Le terre rinforzate .....	17



STUDIO GEOLOGICO

Dr. Mauro ZUBANI

TAVERNOLE s/M - BRESCIA

Cell. 3395809907 - mauro.zubani@tiscali.it

pagina 2



## 1. Descrizione della frana

Il tornante oggetto del movimento franoso è sito a monte del centro abitato di Stravignino in corrispondenza della località Sant'Apollonia (sotto la chiesetta) a quota 694 mslm.

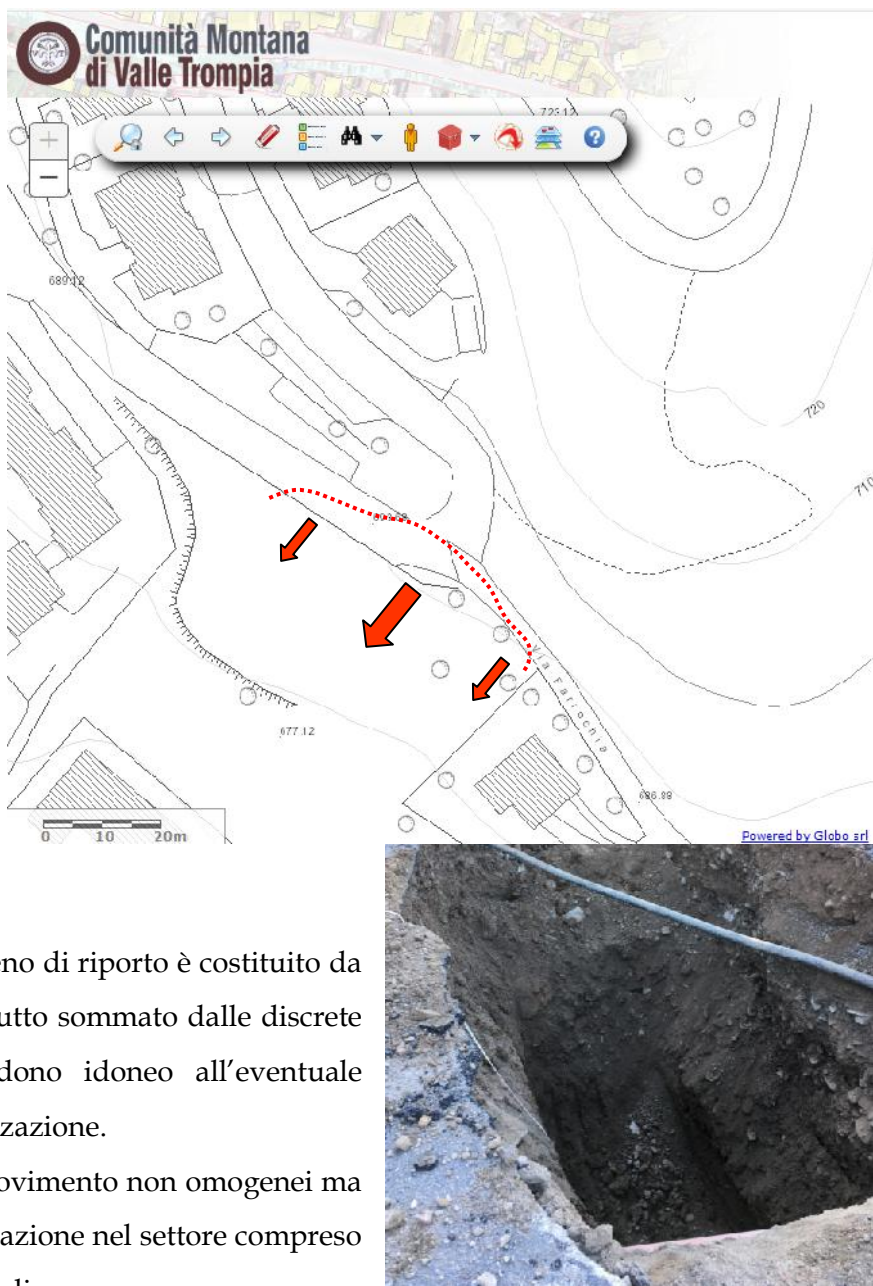
Nelle tre penetrometrie realizzate a valle del muro, spinte in profondità a oltre 10 m. dal p.c. non è rilevata presenza d'acqua diffusa (falda) ma solamente dei livelli argillosi umidi.

Nello scavo a tergo del muro, spinto a -4,0 metri dal p.c. si rileva la presenza a circa 2,50 -2,80 m di terreni limosi scarsamente argillosi abbastanza plastici a medio discreto contenuto d'acqua.

Superiormente a tergo del muro in terreno di riporto è costituito da litologie sabbiose ghiaiose con ciottoli tutto sommato dalle discrete caratteristiche litologiche che lo rendono idoneo all'eventuale reimpiego a seguito dei lavori di stabilizzazione.

La frana si sviluppa con gradienti di movimento non omogenei ma differenti; un settore a maggiore deformazione nel settore compreso tra la sezione B e la C che si riduce sulle ali.

Il movimento traslativo del muro attuale è il risultato di diverse somme incrementali sviluppatasi negli anni ma attenzione, non si tratta di deformazioni lente e progressive ma piuttosto di movimenti a scatti di qualche centimetro cui poi segue una fase di calma durante la quale è possibile si riaccumolino le tensioni sulla superficie (una o più) per poi attivare un successivo scatto al superamento del rapporto tra fattori destabilizzanti e stabilizzanti.



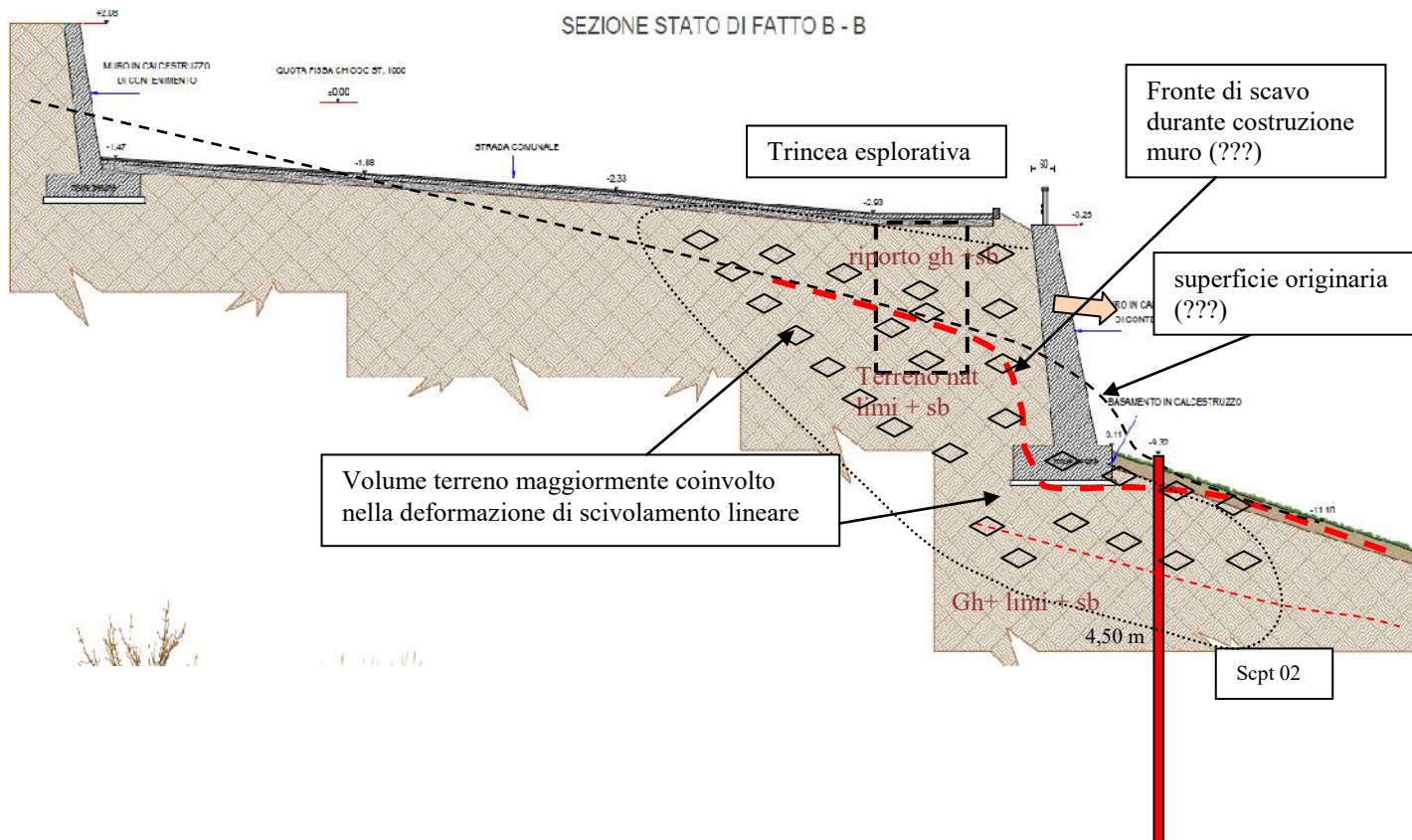
## 2. Il muro esistente: considerazioni

E' un muro a gravità in cemento che probabilmente venne impostato lungo un precedente terrazzamento morfologico che ha permesso di realizzare altezze utili di oltre sei metri senza generare scavi di monte di altezze troppo rilevanti (cfr sezione ipotetica scavo sotto).

Ciò trova conferma anche nella trincea eseguita sulla pavimentazione stradale a monte che mostra evidenze dei terreni naturali attorno ai 2,5-2,8 metri; addirittura nella trincea è possibile osservare l'inclinazione dello strato di riporto al contatto con il terreno in sito inclinato verso valle con angolo (stimato) dai 30 ai 40°. Anche lo stato del muro in termini di fratturazione presenta almeno due settori chiaramente legati ai settori a maggiore deformazione del pendio, quindi:

-tratto prima sez A alla sez B: minori fratturazioni del muro le discontinuità sono legate a riprese del getto ed assestamenti “primari” non necessariamente recenti

-tratto dalla B alla D (a confine con la proprietà residenziale): maggiori fratturazioni recenti/attuali che comunque non modificano sensibilmente l'inclinazione del paramento murario di valle.







In evidenza le fratturazioni e deformazioni del muro



Nel tratto a cavallo della sezione C di progetto il quadro fessurativo è più consistente, con maggiori dislocazioni (ripresa frontale da valle).





ripresa laterale del muro da Est verso Ovest – alla maggiore deformazione già descritta (secondo tratto) corrisponde anche un lieve movimento di rotazione del paramento murario (pochi gradi) e ciò ben spiega il gradino generato a monte con una dislocazione massima di circa 20 cm (piuttosto che una frattura beante di trazione con apertura).



La fratturazione più importante ma legata anche ad un giunto di ripresa del getto

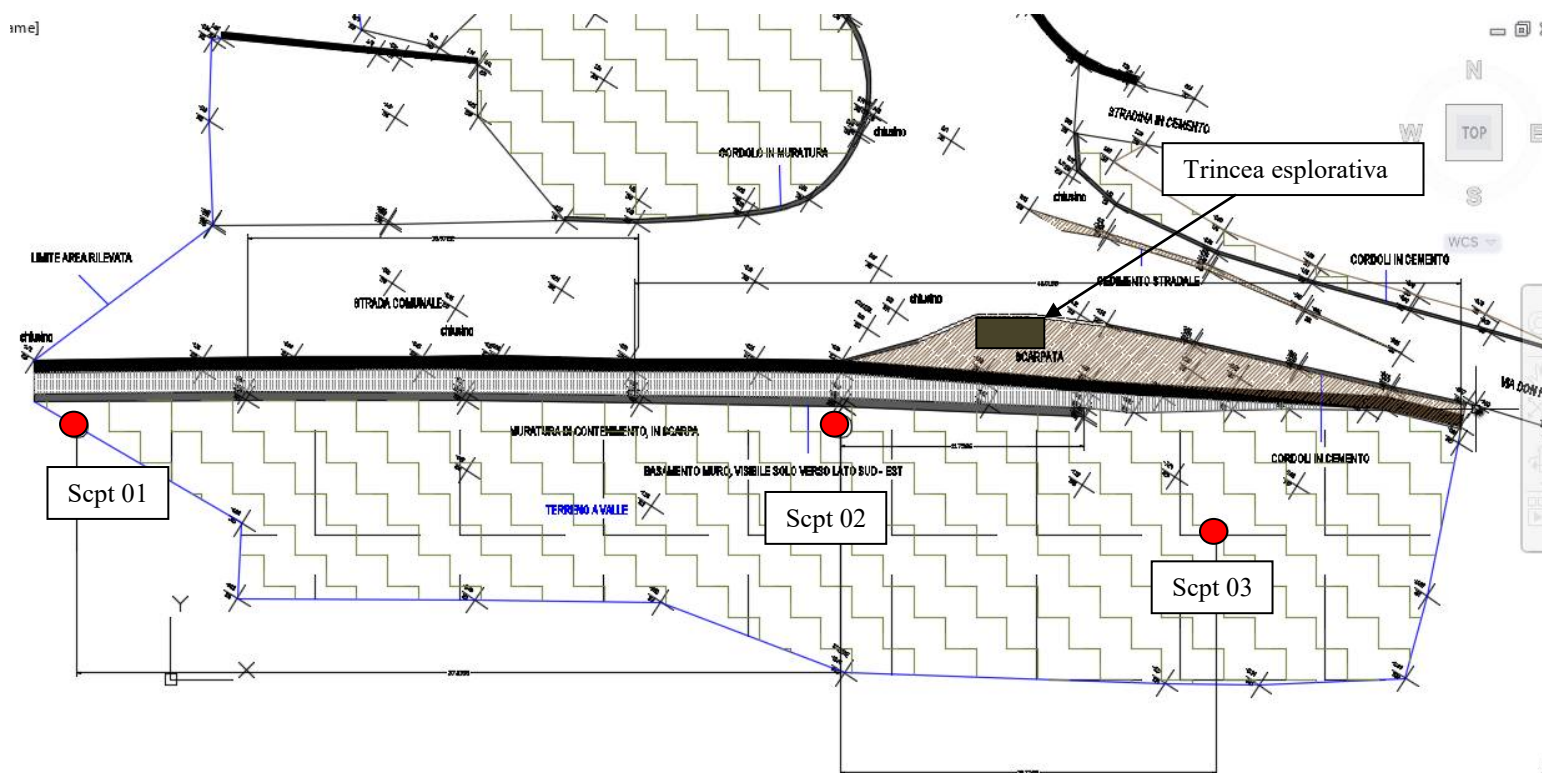
STUDIO GEOLOGICO  
Dr. Mauro ZUBANI  
TAVERNOLE s/M - BRESCIA

Cell. 3395809907 - [mauro.zubani@tiscali.it](mailto:mauro.zubani@tiscali.it)



### 3. Sintesi stato luoghi

1. Il movimento è ben definito e coinvolge un tratto di muro di sottoscarpa che presenta sviluppo di circa 60 metri lineari con altezze variabili da un massimo di 6 metri (sez A - B - C ) che si riducono a tre metri al confine orientale. Il volume stimato del movimento è di circa 1300-1400 mc
2. Il movimento non è uniforme ma con maggiori deformazione nel secondo tratto, quello orientale.
3. Il terreno scavato nella trincea a monte (sez B) denota presenza di riporti per spessori massimi attorno ai 3 metri cui segue il terreno naturale limoso argilloso
4. Il terreno di fondazione del muro esistente presenta scadenti caratteristiche meccaniche per uno spessore massimo attorno ai 4,50 metri (limi + argille) cui seguono depositi ghiaiosi in matrice fino a 7-8 metri dal piano campagna (piede muro).
5. Pur rinvenendo terreni limosi argillosi plastici non sono intercettate vene d'acqua o presenza di falda subsuperficiale.
6. Lo stato di attività del movimento franoso è da definirsi ATTIVO, quindi necessita di opere urgenti di messa in sicurezza perché un suo collasso totale potrebbe innescare problemi per l'edificio a valle e al oriente.
7. Pur ritenendo stabile oggi il muro di controripa del tornante un crollo della massa già dislocata potrebbe innescare un arretramento del ciglio di frana





#### 4. Soluzioni progettuali

Come spesso accade le soluzioni tecniche possono risultare molteplici ma in questo caso è imprescindibile considerare i tempi e i costi che l'Amministrazione andrà a sostenere, non certo preventivabile prima di tale dissesto e quindi non a bilancio.

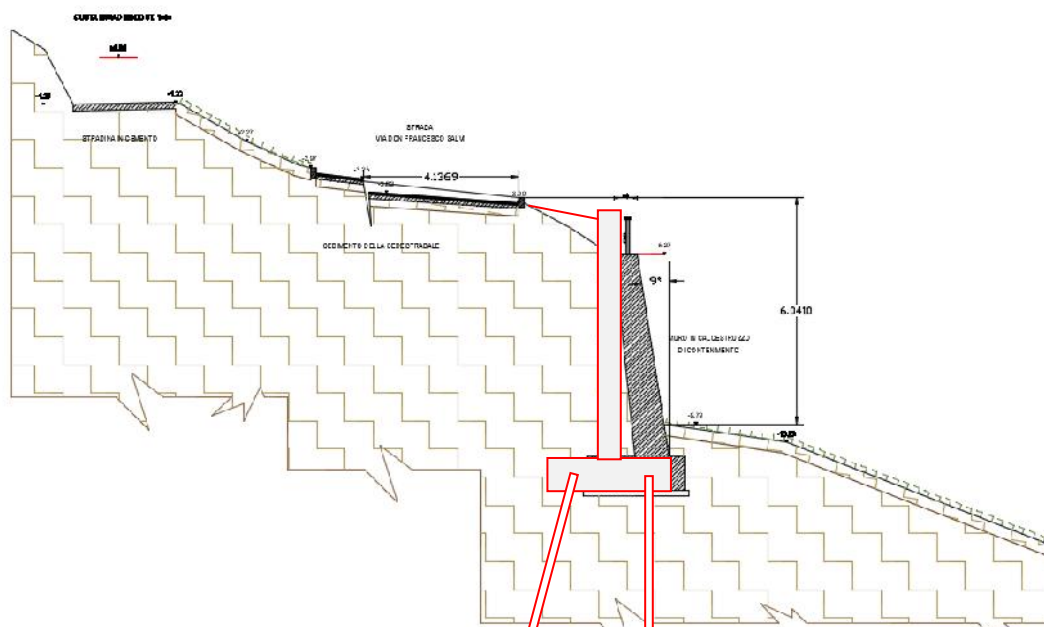
##### A) DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE MURO

Potendo lavorare in sicurezza e senza particolari vincoli di spesa la demolizione e ricostruzione del manufatto realizzato su idonee fondazioni risulta la soluzione ottimale in quanto ottiene un prodotto finito realizzato secondo i recenti standard qualitativi e quindi funzionale per il periodo di almeno 50 anni (come da normativa).

Presenta oggettivi problemi primari (al di là dei costi elevati) che sono legati sicurezza, in particolare durante la demolizione del muro per tali altezze va messo in sicurezza il fronte di monte (la superficie di rottura verso il muro controripa del tornante per altezze superiori ai 6,50 - 7,00 metri) quindi con opere provvisorie di sostegno del fronte (berlinese micropali - soil nailing - spritz beton etc).

Inoltre oggi tale manufatto dal punto di vista ambientale (con fronte a vista in cemento) potrebbe risultare quantomeno sgradevole per il notevole impatto (rivestimento in pietra??).

##### SEZIONE C - C



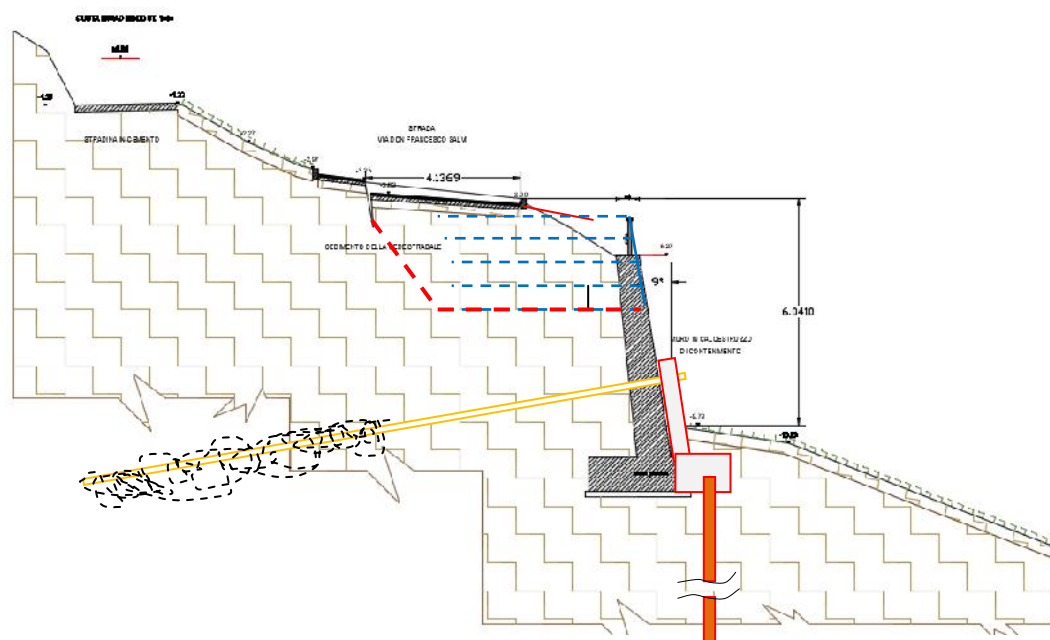
STUDIO GEOLOGICO  
Dr. Mauro ZUBANI  
TAVERNOLE s/M - BRESCIA

Cell. 3395809907 - mauro.zubani@tiscali.it

## B) DEMOLIZIONE PARZIALE E RICOSTRUZIONE MURO

Si prevede, in ordine cronologico:

- la demolizione (con taglio orizzontale CA) per una altezza pari ad almeno tre metri del muro ed asportazione del demolito;
- la formazione al piede del muro di una pista di manovra avente larghezza di almeno 3,0 - 3,50 metri in piano necessaria alla sonda cingolata per accedere al cantiere;
- l'esecuzione di una fila di micropali in posizione prossima al dado fondazione del muro esistente per lo sviluppo della frana; l'interasse non sarà costante ma vario in funzione dei carichi e degli scostamenti rilevati
- l'esecuzione di una serie di tiranti attivi definitivi a trefoli da 60 tonn da posizionare ad una altezza di circa 180 - 220 cm dal piede muro (l'interasse non sarà costante ma vario in funzione dei carichi e degli scostamenti rilevati);
- la formazione della trave di ripartizione della testa dei micropali;
- la formazione dello sperone (barbacane) di ripartizione della testa del tirante che verrà inglobato nella trave dei micropali

**SEZIONE C - C**

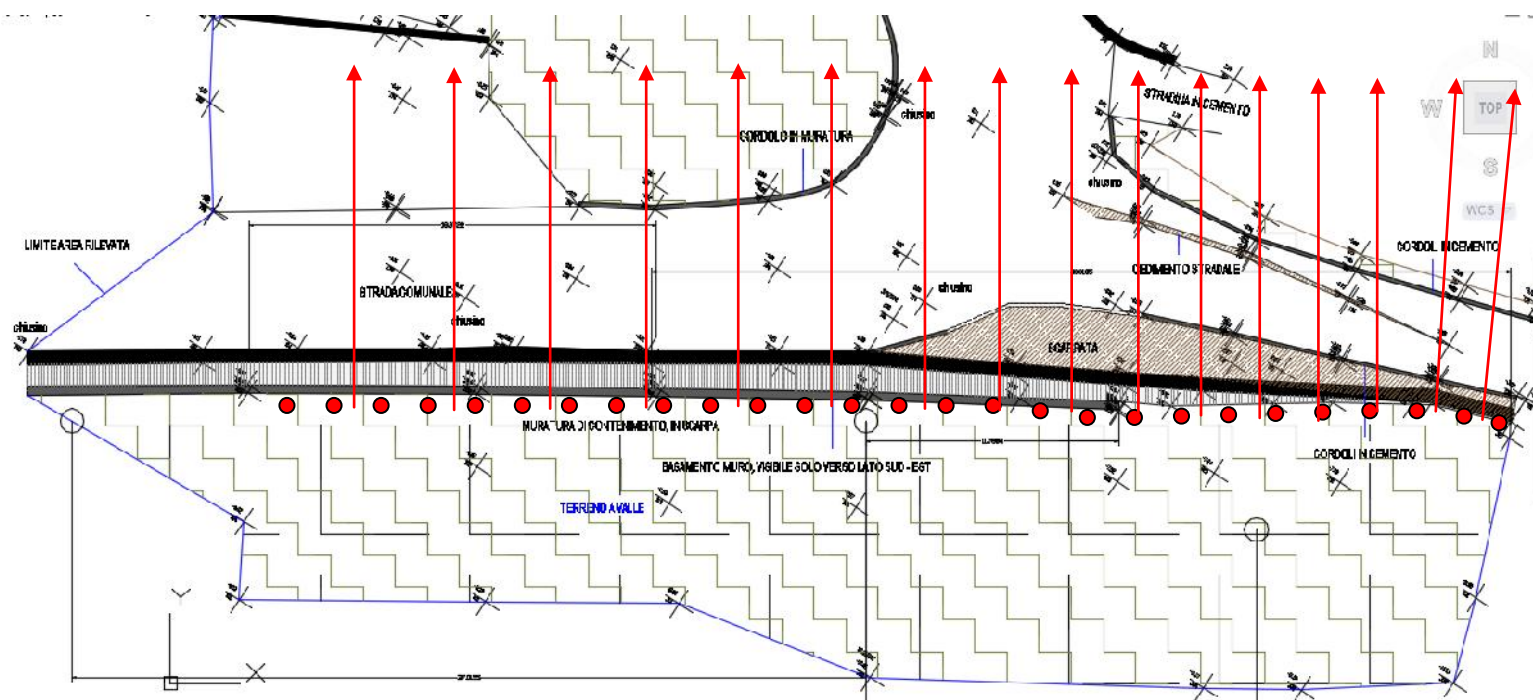
N.B il fronte delle terre rinforzate potrà presentare il rivestimento con rete in PVC verde in modo da limitare la manutenzione alle specie rampicanti che verranno posizionate nei preforni apposti.



Tale soluzione presenta alcuni vantaggi: 1) economici; 2) di velocità esecutiva; 3) per l'aspetto ambientale; 4) il sottofondo del rilevato stradale, realizzato con geogriglie, meglio tollera piccole deformazioni e le distribuisce uniformemente sul piano stradale; 4) il limitato sbancamento verso monte (area in frana) ad una altezza massima di circa tre metri, non necessita di particolari accorgimenti se non l'adozione di un fronte scavo con pendenza a 45° (1:1).

Presenta svantaggi in quanto ci si affida parzialmente alla struttura esistente di cui non si conosce con precisione le caratteristiche costruttive e qualità intrinseche quindi vi sono minori garanzie in termini della durata negli anni (limitatamente al costruito esistente) ma conseguentemente anche delle strutture su cui direttamente poggiano anche se, trattandosi di carichi verticali inferiori agli attuali non dovrebbero presentare problemi.

Altri svantaggi sono legati alla manutenzione dei tiranti attivi che essendo struttura permanente dovranno essere periodicamente verificati nel loro stato di efficienza con un programma di monitoraggio (definito in una fase successiva) mediante verifica della tesatura sulla testa (protetta da calotta amovibile). [Cfr. AICAP 2012 tensionatura di progetto tiro limite e residua].



## C) BERLINESE DI MICROPALI

La soluzione di progettare una berlinese a tergo del muro può essere percorsa ma vi sono degli aspetti progettuali che lo sconsigliano:

- la necessità di perforare a profondità stimate di oltre 15 metri, quindi con una struttura saldamente ancorata in testa (tiranti) ma potenzialmente flessibile proprio nella zona di spinta al piede del muro;
- i costi legati all'interessa micropali e al diametro degli stessi che solitamente, all'aumentare della profondità aumentano corrispondentemente di diametro.

## SINTESI

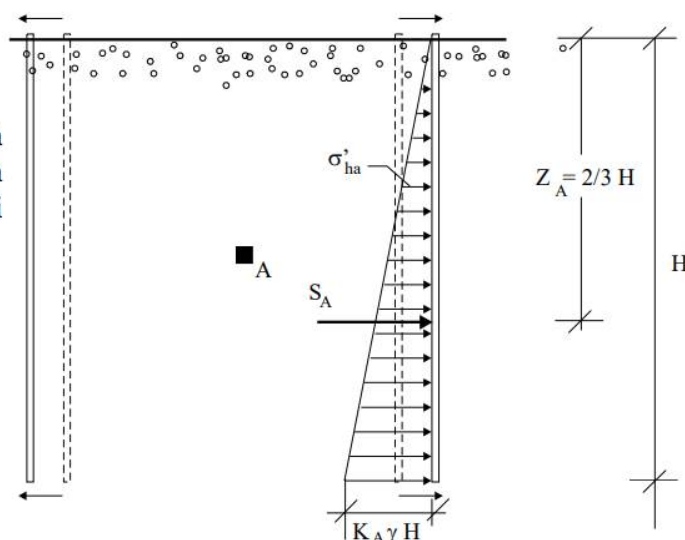
Risulterà chiaro al lettore che il sottoscritto, alla luce delle risultanze delle varie soluzioni, vuole perseguire la soluzione B e pertanto si di seguito si intende realizzare un dimensionamento della struttura nella sezione di massimo sviluppo (sezione B -B).

La **spinta attiva orizzontale  $S_A$**  (risultante delle tensioni orizzontali dalla superficie fino alla generica profondità H) che agisce sulla parte interna di ciascuna parete vale:

$$S_A = \int_0^H \sigma'_{ha} \cdot dZ = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_A$$

ed è applicata alla profondità (baricentro del triangolo della distribuzione delle tensioni orizzontali):

$$Z_A = \frac{2}{3} \cdot H = Z_0$$





## 5 Spinta sul muro

## VERIFICA MURO DI SOSTEGNO IN ZONA SISMICA H muro = 6,0 m. sez B - B

Verifica di paramenti a semigravità, dalla geometria articolata. Ad esempio muri a contrafforte a costole inclinate.

Il foglio di calcolo esegue tutte le verifiche sulla stabilità del muro. Si calcola l'azione sismica attraverso analisi pseudo-statica. Il calcolo della spinta viene effettuato sfruttando le varie teorie presenti in letteratura: Rankine; Muller-Breslau; Lancellotta; Mononobe-Okabe.

## ANALISI DELLE SPINTE

## 1 COMBINAZIONE DI CALCOLO E PARAMETRI SISMICI

Condizione di verifica:

Secondo la combinazione:

## STATICA

## APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

AZIONI	A
$\gamma_{G1}$	1.30
$\gamma_{G2}$	1.50
$\gamma_{Qk}$	1.50

GEOTECNICA	M
$\tan(\varphi')$ ,k	1.00
$c'$ ,k	1.00
$c_{u,k}$	1.00
$\gamma_x$	1.00

Accelerazione massima su suolo rigido  
Coefficiente di amplificazione spettrale  
Periodo di inizio tratto a velocità costante  
Categoria di sottosuolo  
Categoria topografica  
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione  
Coefficiente sismico orizzontale  
Coefficiente sismico verticale

$a_g$	2.276 m/s <sup>2</sup>
$F_D$	2.43
$T_c^*$	0.280 s
	C
	T2
$\beta_m$	0.380
$K_h$	0.144
$K_v$	0.072

## 3 CARICHI AGGIUNTIVI

Carico permanente non strutturale sul terreno  
Carico variabile sul terreno

$G_{qp}$	1.00 kN/m <sup>2</sup>
$Q_{qp}$	20.00 kN/m <sup>2</sup>

## 4 TEORIA DI CALCOLO

Coefficienti di spinta attiva secondo la teoria di:

Lancellotta

## 5 TENSIONI E SPINTE DI CALCOLO

Coefficienti di spinta attiva secondo la teoria di: Lancellotta

## 2 TERRAPIENO

Dati utilizzati nel calcolo

Angolo di attrito  
Peso specifico del terreno a tergo del muro  
Coesione non drenata  
Coesione  
Angolo di attrito muro terreno  
Altezza dello strato

$\varphi',d$	29.00 °
$\gamma_d$	18.6 kN/m <sup>3</sup>
$c_{u,d}$	0.0 kPa
$c',d$	20.0 kPa
$\delta,d$	19.33 °
$Z$	6.70 m

Angolo di attrito  
Peso specifico del terreno a tergo del muro  
Coesione non drenata  
Coesione  
Angolo di attrito muro terreno  
Altezza dello strato

$\varphi',d$	29.00 °
$\gamma_d$	19.0 kN/m <sup>3</sup>
$c_{u,d}$	0.0 kPa
$c',d$	20.0 kPa
$\delta,d$	19.33 °
$Z$	0.00 m

Angolo di attrito  
Peso specifico del terreno a tergo del muro  
Coesione non drenata  
Coesione  
Angolo di attrito muro terreno  
Altezza dello strato

$\varphi',d$	29.00 °
$\gamma_d$	20.0 kN/m <sup>3</sup>
$c_{u,d}$	30.0 kPa
$c',d$	8.0 kPa
$\delta,d$	19.33 °
$Z$	0.00 m

Quota della falda

Inclinazione del terreno a tergo del muro

$\omega$	0.00 °
$\omega\%$	0.0 %

Altezza paramento+zattera  
Altezza di calcolo del terreno  
Peso specifico acqua  
Inclinazione del paramento  
Inclinazione del paramento (complementare)

$H_{tot}$	6.70 m
$H_{cal}$	6.70 m
$\gamma_w$	0.0 kN/m <sup>3</sup>
$\psi$	90.00 °
$\beta$	0.00 °

Spinte e momenti				Coefficienti amplificativi			Spinte di calcolo			Spinte e momenti risultanti			
$S_{h,terra}$	$S_{h,G2}$	$S_{h,Qk}$	$M_r$	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G2}$	$\gamma_{Qk}$	$\gamma_{G1} \times S_{h,terra}$	$\gamma_{G2} \times S_{h,G2}$	$\gamma_{Qk} \times S_{h,Qk}$	$\Sigma S_h$	$\Sigma S_{h,x}$	$\Sigma S_{h,y}$	$M_{r,d}$
270.1 kN 0.0 kN	19.9 kN 0.0 kN	399.0 kN 0.0 kN	1520.0 kNm 0.0 kNm	1.3 1.3	1.5 1.5	1.5 1.5	351.2 kN 0.0 kN	29.9 kN 0.0 kN	598.5 kN 0.0 kN	979.5 kN 0.0 kN	924.3 kN 0.0 kN	324.3 kN 0.0 kN	2064.3 kNm 0.0 kNm
270.1 kN	19.9 kN	399.0 kN	1520.0 kNm							979.5 kN	924.3 kN	324.3 kN	2064.3 kNm

$M_{r, tot car}$	1520.0 kNm
------------------	------------

$S_{h,tot x}$	924.3 kN
$M_{r, tot}$	2064.3 kNm

Considerando la struttura del muro (per L=10 m.l) la spinta che ne deriva in cond dinamiche in cond drenate  $S_h = 92,43 \text{ kN} - S_h \approx 9,24 \text{ Tonn}$

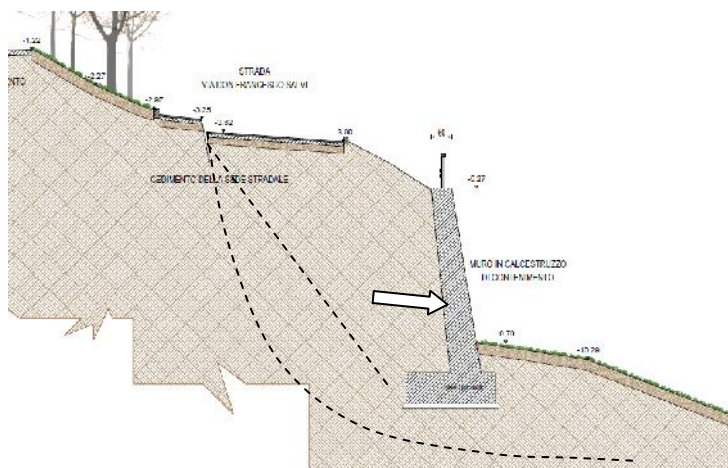
tensioni orizzontali totali			Spinte			Coefficienti amplificativi			Spinte di calcolo			Spinte risultanti		
$\sigma_{h,terra}$	$\sigma_{h,G2}$	$\sigma_{h,Qk}$	$S_{h,terra}$	$S_{h,G2}$	$S_{h,Qk}$	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G2}$	$\gamma_{Qk}$	$\gamma_{G1} \times S_{h,terra}$	$\gamma_{G2} \times S_{h,G2}$	$\gamma_{Qk} \times S_{h,Qk}$	$\Sigma S_h$	$\Sigma S_{h,x}$	$\Sigma S_{h,y}$
-27.0 kPa	0.8 kPa	4.1 kPa	138.0 kN	5.2 kN	26.0 kN	1.0	1.0	1.0	138.0 kN	5.2 kN	26.0 kN	169.3 kN	169.3 kN	0.0 kN
21.4 kPa	0.8 kPa	4.1 kPa	0.0 kN	0.0 kN	0.0 kN	1.0	1.0	1.0	0.0 kN	0.0 kN	0.0 kN	0.0 kN	0.0 kN	0.0 kN

Con secondo software che considera H paramento murario ed il terreno relativo alla UL1 con sopraccarico (strada) pari a 20 kPa l'approccio 2 combinazione unica A1+M1+R3 si ottiene una  $S_h = 16,9 \text{ Tonn}$  valore ritenuto sostanzialmente in linea con quanto calcolato dalle solite formule note per la spinta attiva sui muri (Coulomb e Rankine).

Ciononostante non siamo nelle condizioni di calcolare la Spinta attiva generata sul muro perché la situazione è complicata dalla corretta determinazione del volume di terreno mobilizzato che il muro seppure con le deformazioni rigide subite (fratture) è in atto a contrastare.

Nel caso le evidenze di terreno nella sezione B e C sono utili a verificare come le differenze tra volume di terreno che concorre direttamente a determinare la spinta attiva ed il volume del terreno in movimento non siano tutto sommato tanto differenti, con incremento nell'ordine del 10-15% della massa di volume).

Ne consegue una  $S_{h,ml} = 18,6 \text{ Tonn/m.l.}$





## 6. tiranti

Si ritiene che i tiranti di progetto debbano contrastare tale spinta (circa 20 T/m.l.) nel punto a maggiore elevazione del muro (dove  $H$  = circa 6 metri).

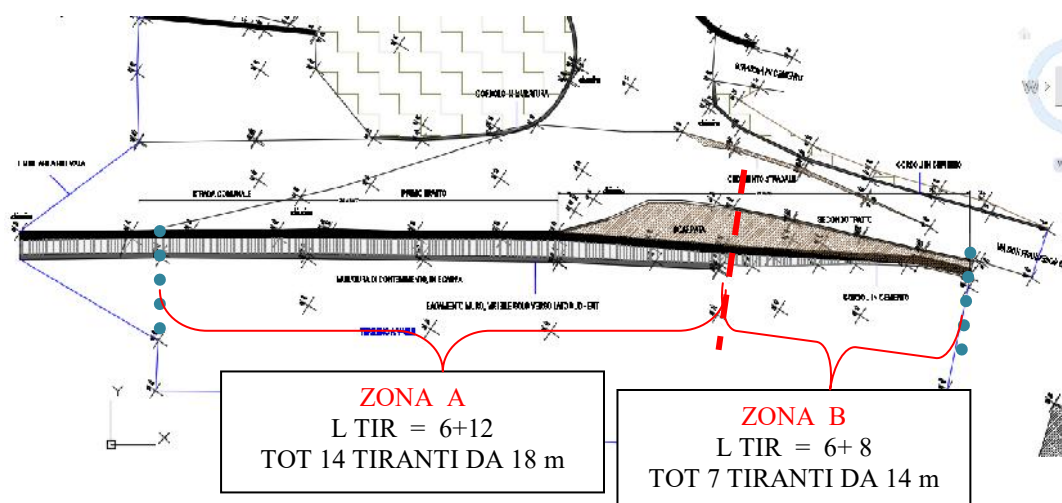
Adottando tiranti attivi a 4 trefoli da 60 Tonn ne deriva un interasse tra i tiranti nella zona a maggiore sollecitazione di circa **3,0 metri**.

Il tirante, considerando che il carico in sommità al muro (sovraccarico stradale) è di tipo variabile verrebbe posizionato a  $Z_a = 2/3 H$  dalla sommità muro - circa 2 metri dal piede; tuttavia sia per l'effetto del paramento inclinato in media di  $10^\circ$  sia per la demolizione della parte sommitale del muro ed il rifacimento con terre rinforzate (che ripartisce maggiormente il carico anche verso monte (effetto geogriglie di ancoraggio) si propone di posizionare il tirante a maggior contrasto della spinta a circa 1,20 - 1,40 metri dalla base del muro.

I tiranti definitivi dovranno essere protetti sia per il tratto libero (guaine) che sulla testata (calotta) funzionali ad una periodica manutenzione che preveda il ritensionamento e quindi la verifica del tiro ad intervalli di tempo definiti (6 m - 12 m - 24 m) dal programma di monitoraggio.

L'esecuzione dei tiranti a perfetta regola d'arte è molto probabilmente la fase più delicata di tutto l'intero intervento.

Le lunghezze dei tiranti non sono uguali ma variabili in due zone in funzione delle risultanze dell'indagine geognoestica e relative evidenze sul terreno:



STUDIO GEOLOGICO  
Dr. Mauro ZUBANI  
TAVERNOLE s/M - BRESCIA

Cell. 3395809907 - mauro.zubani@tiscali.it

Nella progettazione di tiranti, il processo di studio potrebbe essere organizzato come mostrato nelle seguenti sequenze.

1- Muri di contenimento:

- determinazione dei carichi agenti sui muri di contenimento;
- scelta dei livelli d'ancoraggio e successive fasi d'installazione;
- determinazione delle reazioni che devono essere controllate dal tirante durante le varie fasi d'installazione;
- verifica della capacità di resistenza del tirante;
- verifica della stabilità generale.

2- Progetto di tiranti d'ancoraggio:

- scelta del tipo d'ancoraggio in relazione a: vita d'esercizio del tirante, agenti aggressivi presenti nel terreno, capacità richiesta, metodo di perforazione usato, etc;
- determinazione dell'armatura in relazione al carico d'esercizio;
- scelta del metodo costruttivo e tipo di protezione.

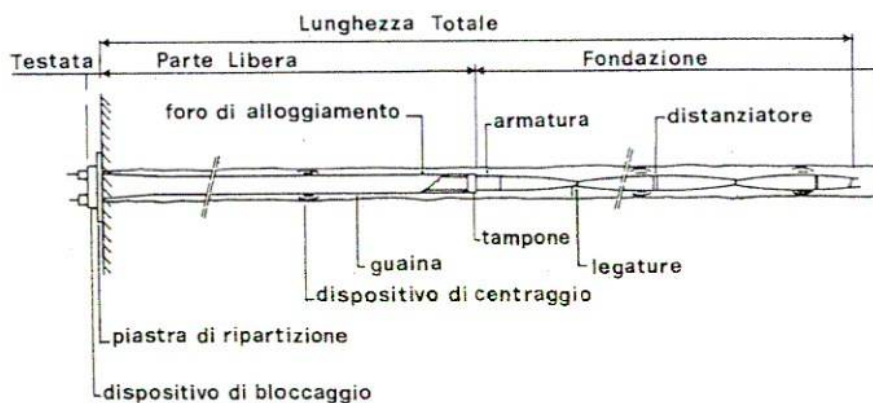
Non va dimenticato che a monte delle operazioni di progettazione devono essere effettuate delle indagini indirizzate a raccogliere tutti i dati qualitativi e quantitativi necessari per il progetto di ancoraggio e per la verifica della stabilità globale

Nel caso si decida di utilizzare dei tiranti d'ancoraggio, per realizzare un'adeguata e corretta progettazione, occorre prendere in considerazione le prove sul terreno precedentemente effettuate.

A questo riguardo devono essere svolte delle indagini mirate a definire il modello geologico e geotecnico del sottosuolo interessato dal complesso di opere, con particolare riguardo alla suddivisione del sottosuolo in zone progettualmente omogenee e al riconoscimento dell'ambiente nel quale devono essere realizzati gli ancoraggi (che potrebbe rivelarsi chimicamente aggressivo nei riguardi degli elementi costitutivi degli stessi).

Il tirante è composto da tre principali parti funzionali (figura 4):

- Testata: insieme dei dispositivi atti a conferire alla struttura ancorata, o direttamente alla roccia, la forza di trazione impressa al tirante;
- Fondazione: insieme degli elementi atti a trasmettere al substrato di ancoraggio (terreno o roccia) le forze di trazione del tirante;
- Parte libera: insieme degli elementi di collegamento, atti a trasmettere la forza di trazione dalla testata alla fondazione.



STUDIO GEOLOGICO  
Dr. Mauro ZUBANI  
TAVERNOLE s/M - BRESCIA

Cell. 3395809907 - mauro.zubani@tiscali.it

Gli elementi costruttivi fondamentali del tirante, che verranno meglio descritti in seguito, sono:

- Il dispositivo di bloccaggio e piastra di ripartizione della testata;
- Dispositivo di ancoraggio della fondazione;
- Armatura e guaina.

Durante il periodo d'esercizio il tirante raggiunge diverse fasi di carico raggiungendo dei valori-limite.

Tra questi si evidenziano:

- il valore  $T_e$ , che rappresenta il massimo valore raggiungibile da il tirante durante le prove di carico effettuate sugli elementi d'ancoraggio,
- il valore  $T_a$ , che individua il carico d'esercizio accettabile, ossia la tensione che deve rimanere nel

tirante per assicurare l'equilibrio finale della struttura contro la maggior parte delle azioni avverse che

probabilmente (e ragionevolmente) accadranno durante tutta la vita d'esercizio,

- il valore  $T_L$ , che rappresenta il carico limite che il tirante può sopportare.

Dipende dalle dimensioni del bulbo di fondazione e corrisponde al più basso tra i seguenti due valori:

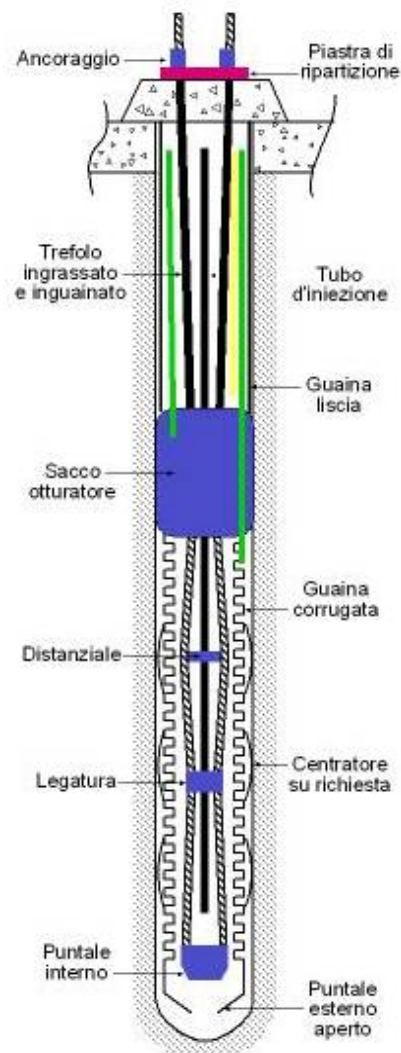
- lo sfilamento dell'elemento in tensione del tirante;
- la rottura del legame tra terreno e bulbo di fondazione.

Il valore dato da  $T_L/T_a$  rappresenta il fattore di sicurezza del tirante

Tiro massimo di bloccaggio  $0,6 \times P_{tk}$

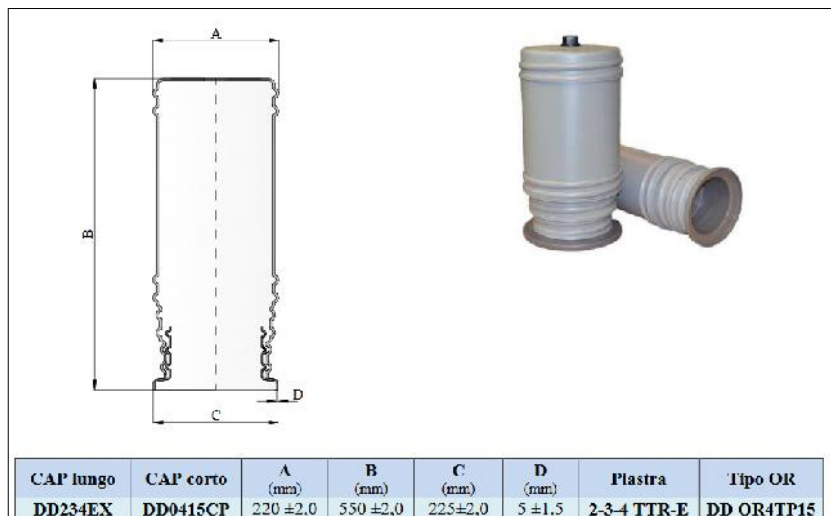


Piastra con boccole e morsetti



#### SCELTA INDICATIVA DEL TIRANTE IN FUNZIONE DELLE PORTATE MASSIME CHOICE OF ANCHOR DEPENDING ON MAXIMUM LOAD

TIRANTE / ANCHORS			CARICHI / LOADS					
Trefoli ø 0,6"	Area	Peso	Carico nominale Rottura		Carico nominale Snervamento		Carico di Esercizio	
n°	mmq	Kg/m.	Ton.	KN	Ton.	KN	Ton.	KN
1	140	1,11	26	260	23	230	15	150
2	260	2,22	52	520	46	460	30	300
3	420	3,33	78	780	69	690	45	450
4	560	4,44	104	1040	92	920	60	600
5	700	5,55	130	1300	115	1150	75	750
6	840	6,66	156	1560	138	1380	90	900



<cappuccio protezione testa tirante necessario al monitoraggio periodico

STUDIO GEOLOGICO

Dr. Mauro ZUBANI

TAVERNOLE s/M - BRESCIA

Cell. 3395809907 - mauro.zubani@tiscali.it



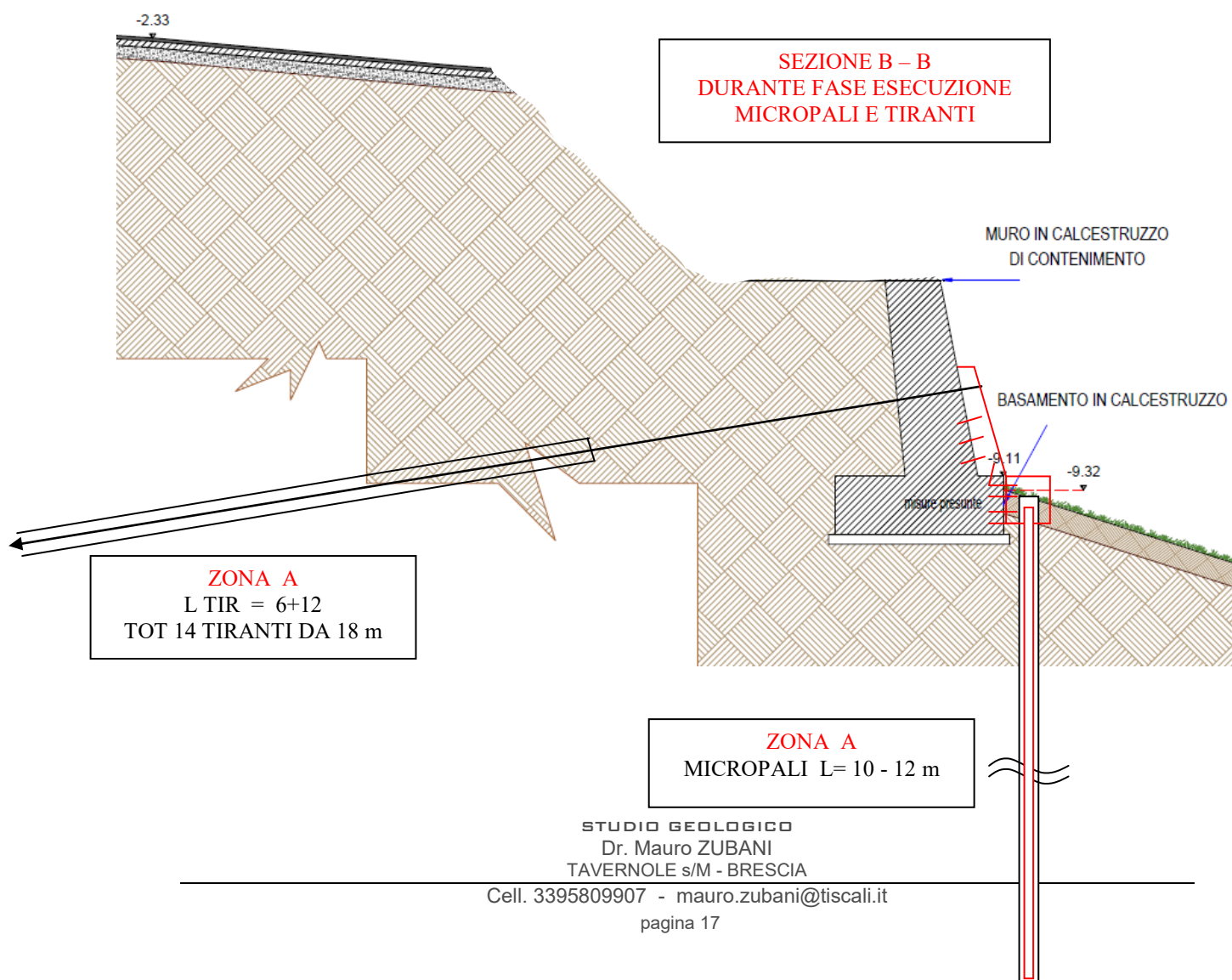
## 7. Micropali

I micropali in progetto hanno una duplice funzione:

- Contrastare lo scivolamento in atto sebbene si ricorda come al taglio in testa i micropali hanno scarsa capacità di resistere
- Sostenere una parte del carico che la struttura muraria trasmette al terreno

Le indagini geognostiche hanno definito un quadro geotecnico abbastanza chiaro dove le possibilità di intervento è legata alla necessità di fondare sui terreni profondi dalle migliori caratteristiche meccaniche rispetto ai terreni di fondazione dell'attuale muro.

Considerata l'assenza di roccia a profondità ridotta è necessario progettare micropali con diametro medio elevato (De 220-240 mm. e relativa armatura tubolare di diametro elevato; tale necessità va mediata con la logistica di cantiere che non risulta certo facile per una macchina perforatrice di elevate dimensioni.



## 8. Le terre rinforzate

Al termine dello scavo di demolizione del muro in C.A. verranno eseguite le perforazioni e dei micropali e dei tiranti cui segue la formazione della trave e relativi speroni di ripartizione dei tiranti.

Alla parziale maturazione degli speroni si potrà effettuare un primo pretensionamento per procedere alla realizzazione del rilevato in terre rinforzate e quindi al termine del rilevato dare la tesatura finale di progetto.

Le terre rinforzate presentano altezze varie da un minimo di 120 cm (due casseri) ad oriente ad un massimo di 3,0 m 5 casseri nella zona centrale.

Verrà reimpiegato parte del materiale scavato e appositamente cumulo in sito.

La lunghezza degli ancoraggi delle geogriglie verrà determinata dalla fascia effettivamente scavata a tergo del muro, quindi circa 3,20 -3,50 metri in quanto il riporto sulla sede stradale, se armato con geosintetici, offrirà maggior resistenza alla deformazione. La progettazione del rilevato armato dovrà necessariamente considerare un carico variabile sul terreno (carico stradale) pari a 20 kPa al fine di garantire il passaggio dei mezzi pesanti e considerando le sollecitazioni indotte nella posizione esterna del tornante (per un mezzo pesante in discesa).

Tavernole s/M, ottobre 2018.

Il geologo



dr. Mauro Zubani

## QUADRO ECONOMICO

Base d'Asta	€ 76 500,00
Oneri della Sicurezza	€ 2 000,00
<b>Base Appalto</b>	<b>€ 78 500,00</b>
<b>Somme a disposizione dell'amministrazione</b>	
IVA 22% su Base Appalto	€ 17 270,00
Spese tecniche, con pratica c.a. e collaudo, comprehensive di Cassa e IVA	€ 7 600,00
Supporto tecnico amministrativo al RUP e D.L.	€ 6 600,00
ANAC	€ 30,00
<b>Totale Somme a disposizione</b>	<b>€ 31 500,00</b>
<b>Totale Generale</b>	<b>€ 110 000,00</b>