

REGIONE PIEMONTE
PROVINCIA DEL VERBANO CUSIO OSSOLA
COMUNE DI VILLADOSSOLA

INTERVENTI DI SOMMA URGENZA

Ordinanza Commissariale n. 5/A1800A/1154 del 24.10.2025
intervento: VB_a18_1154_25_002 CUP: I88H25000190002

**RICOSTRUZIONE TRATTI DI DIFESA SPONDALE DANNEGGIATI IN
SPONDA DESTRA DEL TORRENTE OVESCA, IN LOC. MAGLIETTO**

Committente:

COMUNE DI VILLADOSSOLA
Via Marconi, 21
28844 Villadossola (VB)

Elaborato :

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE TECNICO DESCRITTIVA

ALLEGATO ALLA PERIZIA GIUSTIFICATIVA REDATTA DAL RUP. ARCH. SIMONE GIOVANNA


**Ing. Romina
Marani**

Via Maglietto 18/a
28844 Villadossola

Albo degli Ingegneri del VCO n° 282

Cell. 349 1575625 Partita IVA: 01922770035
e-mail: romy.marani@aruba.it



Parte riservata all'Ufficio Tecnico Comunale
Prot. n°

Data

MAGGIO 2026

Aggiornamenti

1.	SCHEDA ANAGRAFICA	2
2.	ANALISI DELLE CAUSE E MODALITA' DI INTERVENTO	2
	2.1 Tipologia del dissesto	2
	2.2 Documentazione fotografica	3
	2.3 Tipologie di intervento in progetto	5
	2.4. Screening VINCA	7
3.	QUADRO ECONOMICO DI PROGETTO.....	8
4.	SCAVI E REINTERRI	9
5.	SODDISFACIMENTO DEI CRITERI AMBIENTALI MINIMI (C.A.M.)	9
6.	VERIFICA DI STABILITÀ DELLA SCOGLIERA.....	11

1. SCHEDA ANAGRAFICA

Proponente: COMUNE DI VILLADOSSOLA Via Marconi, 21 28844 Villadossola (VB)

Titolo del progetto: INTERVENTI DI SOMMA URGENZA Ordinanza Commissariale n. 5/A1800A/1154 del 24.10.2025 _intervento: VB_a18_1154_25_002 CUP: I88H25000190002
RICOSTRUZIONE TRATTI DI DIFESA SPONDALE DANNEGGIATI IN SPONDA DESTRA DEL TORRENTE OVESCA, IN LOC. MAGLIETTO

Importo lordo: 1750.000 €

Progettista: Ing. Marani Romina Via Maglietto 18/a Villadossola (VB) telefono: 3491575625

pec: romy.marani@pec.borniquez.it

Ubicazione e coordinate dell'area di intervento: Comune di Villadossola località Maglietto

Lat. 46.065468 - Long. 8.256753 (WGS84)

Cartografia di inquadramento con indicazione del reticolo idrografico, delle infrastrutture e delle tipologie di vincolo presenti sull'area:

L'area di intervento ricade nei vincoli del Dlgs 42/04 ed in particolare alla lettera c) dell'art 142 .

2. ANALISI DELLE CAUSE E MODALITA' DI INTERVENTO

2.1 Tipologia del dissesto

L'evento meteorologico estremo del 16 e 17 aprile 2025 ha creato notevoli problemi alle opere di difesa trasversale e longitudinale del tratto di torrente Ovesca situato nella frazione Maglietto del comune di Villadossola. In particolare si sono create le seguenti criticità:

- La scogliera in sponda destra ed in particolare la berma della scogliera stessa risulta notevolmente danneggiata e disarticolata in numerosi punti;
- Il terreno di fondazione della muratura di sostegno della strada comunale che conduce alla località Pianasca risulta completamente mancante portando di fatto allo scoperto la fondazione con pericolo di cedimenti della soprastante struttura;
- La briglia selettiva situata nei pressi della cava della Pianasca risulta parzialmente ostruita dal legname accumulato durante l'evento di piena ed inoltre il sedimento d'alveo ostruisce parzialmente le due finestre in sponda destra

2.2 Documentazione fotografica



Foto 1 : scogliera sponda destra completamente disarticolata- Intervento 1



Foto 2 : svuotamento del terreno di fondazione della muratura di sostegno della strada comunale- Intervento



Foto 3: briglia selettiva parzialmente ostruita da legname e sedimenti – Intervento 3

2.3 Tipologie di intervento in progetto

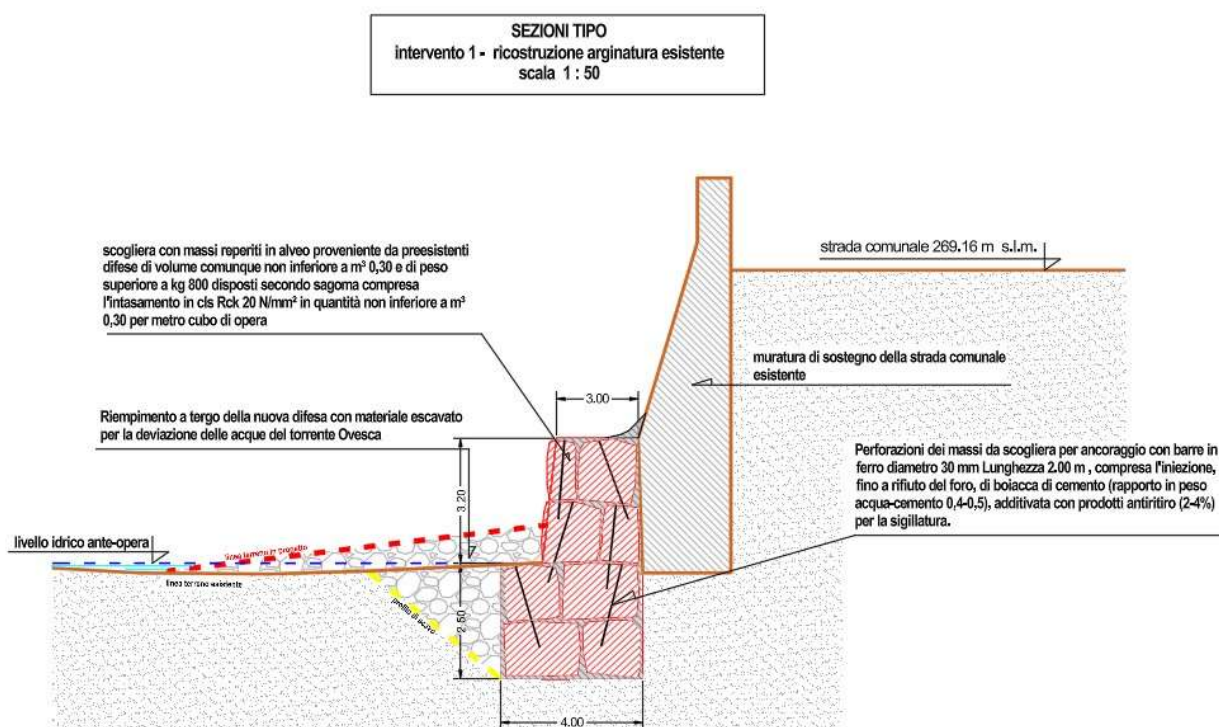
Gli interventi proposti nel progetto riguardano la sistemazione idrogeologica in regime di somma urgente sul torrente Ovesca.

Nel dettaglio gli interventi previsti sono:

Intervento 1 – ricostruzione scogliera in sponda orografica destra

Il primo intervento riguarderà la demolizione e successiva ricostruzione con riutilizzo dei blocchi in pietra provenienti dalla preesistente difesa; la scogliera avrà le seguenti dimensioni: lunghezza 21 m, altezza 3.20 mt e larghezza 3 m.

La nuova difesa spondale sarà posata su una fondazione realizzata con blocchi in pietra con intasamento in cls ed avrà le seguenti dimensioni: lunghezza 21m, larghezza 4 m e profondità di imposta sotto il piano di scorrimento delle acque di 2.50 m.



I blocchi in pietra, del peso minimo di 800 kg, saranno solidarizzati con la fondazione e tra di loro per mezzo di perforazioni, di lunghezza paria 2,00 m, in cui verranno poi inserite le barre di acciaio ad aderenza migliorata B450C e successivamente intasate con boiacca di cemento (rapporto in peso acqua-cemento 0,4-0,5), additivata con prodotti antiritiro (2-4%) per la sigillatura finale.

Il calcestruzzo preconfezionato (normativa UNI EN 206 e UNI 11104) utilizzato per l'intasamento dei massi della fondazione dovrà avere le seguenti caratteristiche:

- Classe di consistenza minima: S4 / S5 (per garantire la fluidità e il perfetto riempimento degli interstizi tra i massi ciclopici della fondazione).
- Classe di resistenza minima: C25/30.

- Classi di esposizione ambientale richieste:
 - XC2 (strutture bagnate, raramente asciutte - fondazioni).
 - XF3 (strutture sature d'acqua con forte rischio di gelo/disgelo).
 - Diametro massimo dell'inerte (Dmax): 20 mm.

PRESCRIZIONE SPECIALE AGGIUNTIVA (TUTELA AMBIENTALE IN ALVEO):

Prima di procedere al getto del calcestruzzo si dovranno mettere in atto obbligatoriamente le seguenti strategie di mitigazione:

- Realizzazione di un punto di calma e pompaggio delle Infiltrazioni: All'interno del bacino di scavo asciutto verrà scavato un pozzetto di monte artificiale per raccogliere le venute d'acqua e le infiltrazioni subalvee. Le acque raccolte saranno evacuate tramite pompe di esaurimento e convogliate in un'area pianeggiante dell'alveo che consenta la sedimentazione dei limi prima del loro naturale rientro nel corpo idrico.
- Additivazione del calcestruzzo: Il calcestruzzo dovrà essere additivato direttamente in centrale di betonaggio con un agente coesivizzante anti-dilavamento (Anti-Washout Admixture - AWA) conforme alla norma UNI EN 934-2 (es. Mapeplast UW, Sika UCS Pak, MasterMatrix UW 444 o equivalenti). L'additivo dovrà garantire l'assenza di segregazione della pasta cementizia e l'azzeramento del fenomeno di dilavamento a contatto con le acque di infiltrazione dell'alveo, al fine di prevenire l'innalzamento del pH del corpo idrico ricettore e la dispersione di solidi sospesi verso il sito a valle. All'atto della consegna in cantiere dovranno essere fornite le schede tecniche e di sicurezza del prodotto, con esplicita indicazione della marcatura CE dell'additivo utilizzato.
- Fase di maturazione in asciutta: Il flusso d'acqua originale del torrente Ovesca non sarà riammesso nel canale d'alveo originario fino a quando il calcestruzzo non avrà completato la fase di presa e indurimento superficiale. L'area rimarrà in regime di asciutta artificiale per almeno 48-72 ore dal termine del getto, monitorando che il pH dell'acqua di scorrimento residua a valle non superi il valore limite di 8.5.
- Divieto di Lavaggio in Alveo: È fatto assoluto divieto di lavare le canaline delle autobetoniere, le benne degli escavatori o qualsiasi altro mezzo all'interno dell'alveo del torrente Ovesca o sulle sue sponde. Le operazioni di lavaggio dovranno avvenire esclusivamente presso impianti autorizzati o in apposite vasche di recupero a ciclo chiuso posizionate all'esterno della zona demaniale.

Intervento 2 – sottomurazione della fondazione del muro di sostegno della strada comunale

Il secondo intervento riguarderà la sottomurazione della fondazione del muro di sostegno della strada comunale della Pianasca. La sottomurazione verrà eseguita realizzando una berma in blocchi

di pietra con intasamento in cls ed avrà le seguenti dimensioni: lunghezza 14 m, larghezza da min 1.20 m a max 2.00 m e profondità di imposta sotto il piano di scorrimento delle acque di min 2.50 m. Anche in questo intervento i massi che compongono la berma verranno solidarizzati tra loro e con il banco di roccia affiorante sottostante per mezzo di perforazioni, di lunghezza paria 2,00 m, in cui verranno poi inserite le barre di acciaio ad aderenza migliorata B450C e successivamente intasate con boiacca di cemento (rapporto in peso acqua-cemento 0,4-0,5), additivata con prodotti antiritiro (2-4%) per la sigillatura finale. Anche per questo intervento si dovrà utilizzare il calcestruzzo preconfezionato con le stesse caratteristiche di quello descritto nell'intervento 1 e mettendo in campo le stesse misure di mitigazione e tutela ambientale evidenziate per l'intervento 1.

Intervento 3 – pulizia della briglia selettiva nei pressi della cava della Pianasca

Il terzo intervento consiste nell'estrazione dal legname accumulato durante l'evento di piena e nella movimentazione del sedimento a monte che ostruisce parte delle due finestre (verso la sponda destra) della briglia selettiva situata nei pressi della cava della Pianasca.

Il sedimento da movimentare è stato quantificato in circa 300 mc che saranno depositati e sistemati sulla sponda destra della briglia stessa, mentre il legname da estrarre è stato quantificato in 50 qli e sarà trasportato presso le discariche autorizzate. Si richiede che dopo il conferimento venga consegnata alla direzione lavori la quarta copia del formulario di identificazione dei rifiuti FIR (timbrata e firmata dall'impianto di destinazione)

2.4. Screening VINCA

I siti di intervento ricadono all'esterno delle aree della "rete ecologica regionale" ed in siti della Rete Natura 2000, ai sensi dell'art 43 della L.R. 19/2009 "Testo unico sulla tutela delle aree naturali e della biodiversità" e ai sensi dell'art.5 del D.P.R. 357/97 ma, siccome sono situati a 1950 m dalla ZPS 1140017 Fiume Toce, con il RUP del Comune di Villadossola si è optato per allegare alla progettazione anche la procedura di screening di valutazione di incidenza. Si sottolinea che gli interventi in progetto rispettano le condizioni d'obbligo (CO) minime per il mantenimento del progetto sotto il livello di significatività di incidenza su specie e habitat tutelati dalle Direttive "Habitat" e "Uccelli".

3. QUADRO ECONOMICO DI PROGETTO

In dettaglio gli oneri per la realizzazione degli interventi in progetto possono essere riassunti nel seguente quadro:

QUADRO ECONOMICO RIASSUNTIVO DI PROGETTO			
A- LAVORI			
A1)	Importo lordo dei lavori	€ 147.196,76	
A2)	Oneri della sicurezza	€ 1.652,87	
CM)	Costo della Manodopera	€ 46.771,35	
A3)	IMPORTO DEI LAVORI SOGGETTI A RIBASSO	€ 100.425,42	
A3)	Ribasso contrattuale 20%	-€ 20.085,08	
A5)	AMMONTARE NETTO DEI LAVORI		128.764,55 €
A6)	IMPORTO CONTRATTUALE NETTO		128.764,55 €
B- SOMME A DISPOSIZIONE DELL'ENTE			
B1)	IVA su importo contrattuale (22% di A6)	€ 28.328,20	
B2)	spese tecniche (8% di A1)	€ 11.775,74	
B3)	cassa ingegneri (4% di B2)	€ 471,03	
B4)	IVA su spese tecniche e cassa ing (B2+B3) *0,22	€ 2.694,29	
B5)	incentivo al RUP (2% di A1)	€ 2.943,94	
B5)	arrotondamenti	€ 22,25	
B)	TOTALE SOMME A DISPOSIZIONE		€ 46.235,45
A6) + B)	AMMONTARE COMPLESSIVO INTERVENTO		175.000,00 €

4. SCAVI E REINTERRI

Prima dell'esecuzione delle opere di rifacimento della scogliera in sponda orografica destra e sottomurazione della muratura di sostegno della strada comunale della Pinasca sarà necessario operare degli scavi in alveo per la realizzazione di guadi e savanelle propedeutiche al convogliamento delle acque del torrente Ovesca al fine di mettere in asciutta la zona di intervento.

In dettaglio si prevede la seguente movimentazione di materiale:

intervento	mc
SCAVO per savanella	1.492,21
SCAVO per difesa sponale e sottomurazione	573,57
REINTERRO difesa sponale e sottomurazione	891,47
esubero complessivo materiale	1.174,31

Il materiale in esubero sarà sistemato in sponda destra a ridosso della fondazione della difesa sponale appena eseguita e della sottomurazione muratura di sostegno della strada comunale della Pianasca cercando in tal modo di riportare lo scorrimento delle acque nella zona centrale dell'alveo.

5. SODDISFACIMENTO DEI CRITERI AMBIENTALI MINIMI (C.A.M.)

Il soddisfacimento dei Criteri Ambientali Minimi (C.A.M.) per la realizzazione di opere pubbliche come quelle oggetto del presente progetto sono un aspetto fondamentale per garantire la sostenibilità ambientale e il rispetto delle normative ecologiche nelle fasi di progettazione, esecuzione e gestione. I C.A.M. sono strumenti introdotti dal Governo italiano per incentivare la realizzazione di opere pubbliche che rispettino determinati requisiti ambientali, in linea con gli obiettivi di sostenibilità previsti dall'Agenda 2030 e dalla normativa europea. I C.A.M. sono parametri definiti per orientare le scelte progettuali e le tecniche di realizzazione dei lavori in modo da ridurre l'impatto ambientale delle opere pubbliche.

C.A.M. per la realizzazione della difesa sponale e per la sottomurazione del muro di sostegno della strada

Per quanto riguarda le difese spondali, che implica interventi finalizzati a proteggere le sponde del fiume da fenomeni erosivi, il soddisfacimento dei C.A.M. prevede diversi aspetti chiave, tra cui:

Utilizzo di materiali sostenibili e a basso impatto ambientale

- Materiali naturali e locali: Per i lavori di rifacimento della difesa spondale e per la sottomurazione, saranno utilizzati materiali a basso impatto ecologico, come pietre locali che non alterino la composizione del torrente Ovesca e del suo ecosistema.

Gestione dell'acqua e tutela della biodiversità

- Risparmio idrico e gestione delle acque superficiali: La progettazione delle opere prevede sistemi che non alterano negativamente il flusso naturale delle acque e che permettono di garantire il passaggio dell'acqua, rispettando i regimi idraulici e l'ecosistema fluviale.
- Protezione della biodiversità: Le opere sono state progettate tenendo conto della fauna locale e delle necessità ecologiche dell'area, ad esempio evitando l'uso di materiali che potrebbero interferire con la fauna acquatica o la vegetazione ripariale e realizzando gli interventi al di fuori dei periodi di nidificazione e/o riproduzione della fauna.

C.A.M. per l'estrazione dei materiali legnosi dalla briglia selettiva

Nel caso dell'intervento n. 3 sulla briglia selettiva, i C.A.M. si concentrano principalmente sulla gestione dei rifiuti, sul riciclaggio dei materiali e sulla minimizzazione dell'impatto ambientale. Ecco alcuni criteri specifici:

Gestione dei rifiuti e riciclo

- Rifiuti non pericolosi: I rifiuti derivanti dall'estrazione del legname (tronchi e ramaglie) che ostruiscono le finestre della briglia selettiva sarà separato in modo corretto e inviato ad di smaltimento certificati.

Minimizzazione dell'impatto acustico e vibrazionale

- Tecniche di demolizione a bassa rumorosità: saranno adottare tecniche di demolizione che minimizzino l'impatto acustico, vista la prossimità di aree abitate

Emissioni atmosferiche e polveri

- Controllo delle polveri: Durante le lavorazioni, sarà necessario utilizzare sistemi per il controllo delle polveri come nebulizzazione dell'acqua per evitare la dispersione di polveri sottili nell'aria

6. VERIFICA DI STABILITÀ DELLA SCOGLIERA

Si riporta di seguito lo svolgimento delle verifiche di stabilità eseguite per la scogliera in progetto.

Ai fini della stabilità si è può definire la scogliera come un muro di sostegno a gravità, che quindi si oppone alla spinta del terreno e dei carichi gravanti sullo stesso per mezzo del solo peso proprio.

Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)

- Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme

Richiami teorici

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Se il muro è in calcestruzzo armato: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

Se il muro è a gravità: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione e verifica in diverse sezioni al ribaltamento, allo scorrimento ed allo schiacciamento.

Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

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

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

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. 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 ρ 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.

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni 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 efficace

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

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 esercitata dall'acqua.

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

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

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

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

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

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

dove il coefficiente A vale

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

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.

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

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 .

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.

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

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

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

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_f$$

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.

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:

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

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

c coesione del terreno in fondazione

ϕ	angolo di attrito del terreno in fondazione
γ	peso di volume del terreno in fondazione
B	larghezza della fondazione
D	profondità del piano di posa
q	pressione geostatica alla quota del piano di posa
N	fattori di capacità portante
d	fattori di profondità del piano di posa
i	fattori di inclinazione del carico

Fattori di capacità portante		$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$	$N_q = e^{3 \tan \varphi} K_p$	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$
Fattori di forma	$\varphi = 0$	$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1$	$s_\gamma = 1$
	$\varphi > 0$	$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1 + 0.1 K_p \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B'}{L'}$
Fattori di profondità	$\varphi = 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1$	$d_\gamma = 1$
	$\varphi > 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$
Fattori di inclinazione del carico	$\varphi = 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^2}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^2}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = 0$
	$\varphi > 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^2}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^2}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^2}{\varphi^2}\right)^2$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Riduzione per eccentricità del carico

Nel caso in cui il carico al piano di posa della fondazione risulta eccentrico, Meyerhof propone di moltiplicare la capacità portante ultima per un fattore correttivo R_e

$R_e = 1.0 - 2.0 \frac{e}{B}$	per terreni coesivi

$R_u = 1.0 - \sqrt{\frac{e}{B}}$	per terreni incoerenti
----------------------------------	------------------------

con e eccentricità del carico e B la dimensione minore della fondazione.

Riduzione per effetto piastra

Per valori elevati di B (dimensione minore della fondazione), Bowles propone di utilizzare un fattore correttivo r_γ del solo termine sul peso di volume ($0.5 B \gamma N_\gamma$) quando B supera i 2 m.

$$r_\gamma = 1.0 - 0.25 \log \frac{B}{2.0}$$

Il termine sul peso di volume diventa:

$$0.5 B \gamma N_\gamma r_\gamma$$

Verifica alla stabilità globale

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

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.

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

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

$$\eta = \frac{\sum_{i=0}^n \left[\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi_i}{m} \right]}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

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

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

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

Dati

Materiali

Simbologia adottata

n°	Indice materiale
Descr	Descrizione del materiale: <u>Pietrame</u>
γ	Peso di volume, espresso in [kg/mc]
σ_{cp}	Tensione di compressione, espresso in [kg/cm ^q]
ϕ	Angolo di attrito interno, espresso in [°]
τ_p	Resistenza a taglio, espressa in [kg/cm ^q]

Pietrame

n°	Descr	γ	σ_{cp}	ϕ	τ_p
		[kg/mc]	[kg/cm ^q]	[°]	[kg/cm ^q]
4	Pietrame	2100,00	60,00	45.00	0,20

Geometria muro

Geometria paramento e fondazione

Lunghezza muro 21 [m]

Paramento

Materiale	Pietrame	
Altezza paramento	3,20	[m]
Altezza paramento libero	2,00	[m]
Spessore in sommità	3,00	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	4,00	[m]
Inclinazione paramento esterno	5,00	[°]
Inclinazione paramento interno	0,00	[°]

Fondazione

Materiale	Pietrame	
Altezza	2,50	[m]
Larghezza totale	4,00	[m]
Inclinazione piano di posa	0,00	[°]
Spessore magrone	0,00	[m]

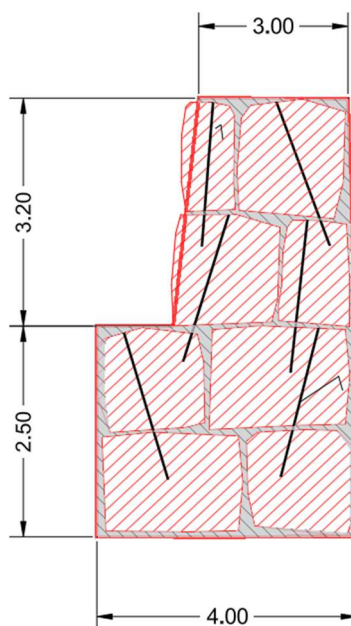


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

Descrizione terreni

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

n°	Indice del terreno
Descr	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [kg/cm ²]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [kg/cm ²]

n°	Descr	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cm ²]	c_a [kg/cm ²]
1	Terreno	2000,00	2000,00	35,000	23,330	0,00	0,00

Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche	
			UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1,fav}$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1,sfav}$	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2,fav}$	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2,sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q,sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT,sfav}$	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi')}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

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

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Descrizione combinazioni di carico

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

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

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} Q_{k2} + \gamma_{Q3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{2,1} Q_{k1} + \psi_{2,2} Q_{k2} + \psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coeff. $\psi_{0,j}$, $\psi_{1,j}$, $\psi_{2,j}$ sono definiti nelle singole condizioni variabili.

I valori dei coeff. γ_G e γ_Q , sono definiti nella tabella normativa.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H

Condizione	γ	ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - GEO (A2-M2-R2) H

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

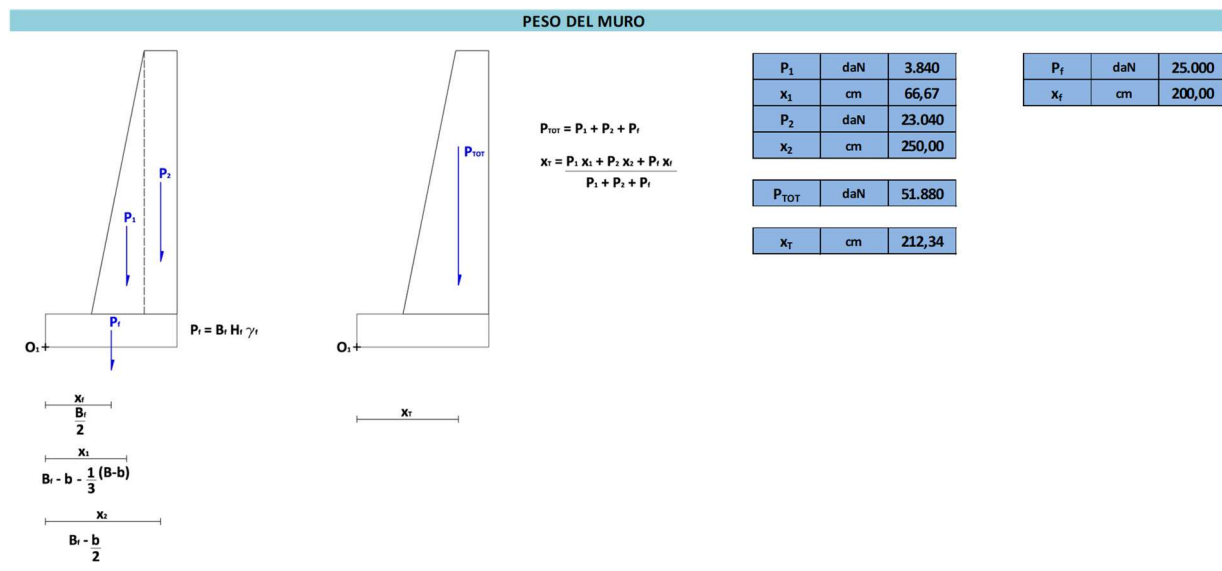
Combinazione n° 5 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

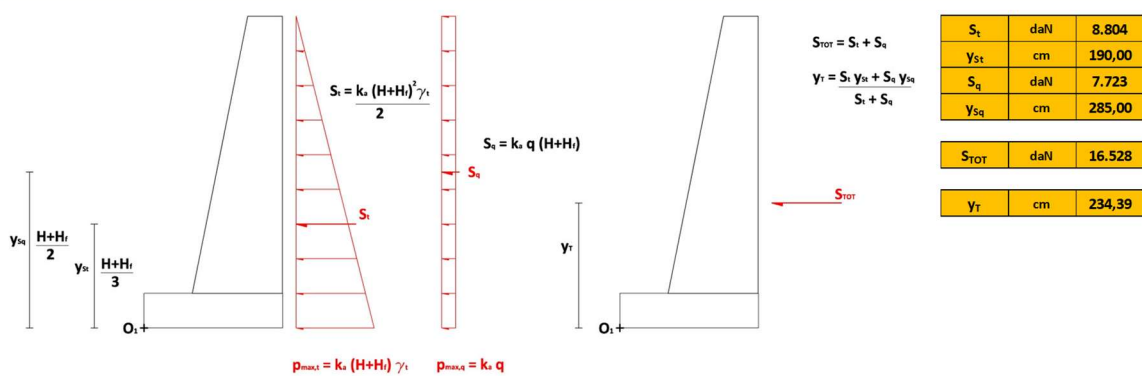
Combinazione n° 6 - EQU (A1-M1-R3) H

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

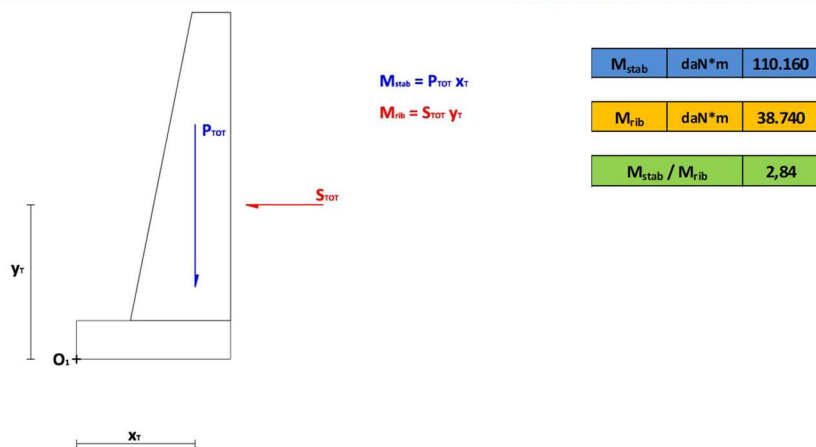
Risultati



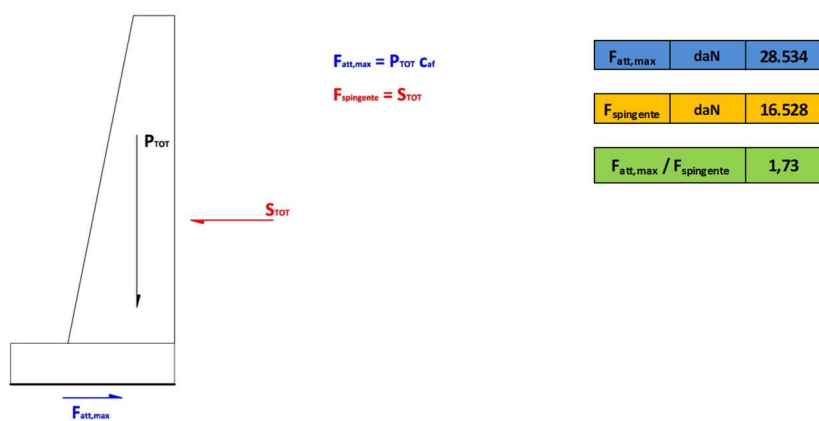
SPINTE IMPRESSE



VERIFICA A RIBALTAMENTO



VERIFICA A SCORRIMENTO



VERIFICA A SCHIACCIAMENTO

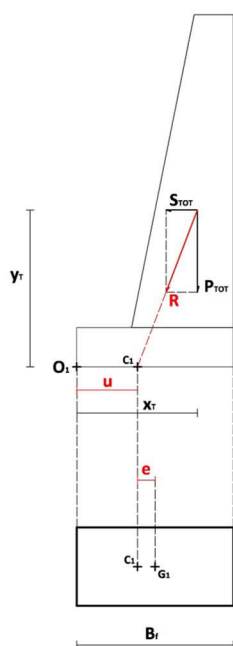
CENTRO DI PRESIONE ESTERNO AL NOCCILO CENTRALE DI INERZIA
 $u < B_i/3$

CENTRO DI PRESIONE INTERNO AL NOCCILO CENTRALE DI INERZIA
 $e < B_i/6$

N.B. u ed e devono assumere valori positivi

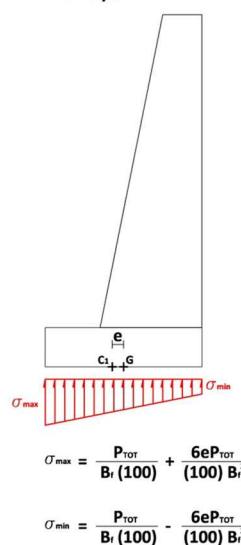
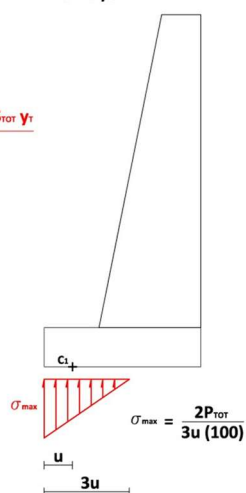
u	cm	137,66
e	cm	62,34
Centro di pressione interno al nocciolo		

σ_{max}	daN/cm ²	2,51
σ_{min}	daN/cm ²	0,08



$$u = \frac{P_{TOT} x_{Tr} - S_{TOT} y_r}{P_{TOT}}$$

$$e = \frac{B_i}{2} - u$$



Le verifiche risultano superate