

REGIONE PIEMONTE
PROVINCIA DI ALESSANDRIA



Committente

COMUNE DI BISTAGNO
Via Saracco n. 31- 15012 BISTAGNO
P.IVA 00469220065



COMPLETAMENTO LAVORI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA FIUME BORMIDA
NEL TRATTO TRA IL PONTE FERROVIARIO E LE MURA DEL CASTELLO

PROGETTO ESECUTIVO

TAV N. 3

RELAZIONE VERIFICA IDRAULICA

versione data:

0 05/11/2018

descrizione:

prima emissione

Ing. BENZI Mauro

Cas. Regio. n° 108 - 00111 Argo Tasso (AL)
tel. 0144/34444 - fax 0144/373317

firm



Responsabile del Procedimento

firm

1. PREMESSA

La presente relazione di verifica idraulica riguarda la compatibilità idraulica della nuova protezione in massi di cava ciclopici in sponda sinistra nell'alveo del fiume Bormida immediatamente a monte del ponte ferroviario con l'affluenza del rio Pieve, sito nel comune di Bistagno.

L'area in esame non è interessata dalla perimetrazione delle fasce fluviali dell'autorità di Bacino del Fiume Po.

Il tratto del fiume Bormida interessato dall'opera di sistemazione idraulica ricade all'interno delle aree esondabili a pericolosità molto elevata, secondo la perimetrazione effettuata dal Comune di Bistagno nella Relazione Generale "Verifiche di compatibilità idraulica e idrogeologica dello strumento urbanistico". Tale fascia è stata definita in base ai processi verificatisi durante l'evento alluvionale del novembre 1994, ed è assimilabile alla fascia A del "Piano stralcio delle Fasce Fluviali" dell'Autorità di Bacino del Fiume Po, approvato con DPCM del 24/07/1998.

Nella presente relazione verrà eseguita una simulazione idraulica nella sezione defluente oggetto di intervento, che evidenzia l'assenza di modifiche significative nei deflussi delle piene del fiume Bormida.



Immagine tratta da Google Earth



Foto della zona di intervento a monte del ponte ferroviario

2.PORTATE DI PIENA DI RIFERIMENTO

La "Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica" del piano Stralcio per l'assetto idrogeologico (PAI), al paragrafo 7, tabella 20, definisce le portate di piena in sezioni significative dei corsi d'acqua.

In particolare per il bacino del Tanaro e corso d'acqua del Bormida alla sezione di chiusura di Acqui Terme a valle del ponte Carlo Alberto, riporta i seguenti valori:

Area bacino = 1439 mq

$Q_{20}=1740$ mc/s; $Q_{100}= 2720$ mc/s ; $Q_{200}=2890$ mc/s ; $Q_{500}=3360$ mc/s

In corrispondenza dell'area di intervento non sono note le portate di piena, in quanto la più vicina sezione significativa si trova ad Acqui Terme.

Quindi nel caso in esame viene condotta un'indagine semplificata del fiume, in condizioni di moto uniforme, facendo riferimento alla sola portata cinquecentennale, valore ritenuto sufficientemente cautelativo. Si precisa che la portata cinquecentennale corrisponde a quel valore

di portata eccezionale che nell'arco appunto di cinquecento anni, può presentarsi statisticamente almeno una volta.

Per il calcolo dell'altezza di pioggia, con periodo di ritorno assegnato, si fa riferimento alle norme di attuazione del "Piano stralcio per l'assetto ideologico (PAI)" legge 18.05.1989, n. 183 art.17, comma 6ter adottato dall'Autorità di Bacino del Fiume Po con deliberazione del Comitato Istituzionale n. 18 del 26.04.2001.

2.1 Curva di probabilità pluviometrica

La previsione quantitativa delle piogge intense in un dato punto è effettuata attraverso la determinazione della curva di probabilità pluviometrica, cioè la relazione che lega l'altezza di precipitazione alla sua durata, per un assegnato tempo di ritorno. La relazione che lega i due parametri è data dalla legge di potenza del tipo:

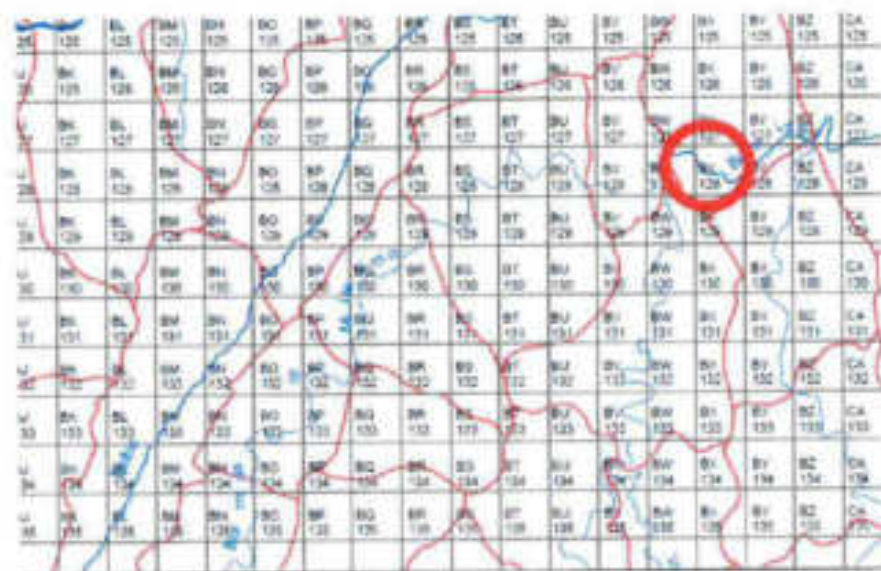
$$h(t) = a t^n$$

dove a ed n dipendono dallo specifico tempo di ritorno considerato. Nelle norme di cui sopra sono stati forniti i valori di a ed n con una interpolazione spaziale e discretizzati su un reticolo di 2 km per lato, permettendo in tale modo il calcolo delle linee segnalatrici in ciascun punto del bacino e per tempi di ritorno di 20, 100, 200, 500 anni.

Bacino del fiume Bormida sull'area di intervento:

Area del bacino in Km ²	988
Lunghezza dell'asta in Km	111
Pendenza media dell'asta	2,26%
Quota Massima del bacino m s.l.m	1389
Quota minima del bacini m s.l.m.	160
Quota media m s.l.m.	591

In tale senso il bacino in esame è inserito nel seguente reticolo, i cui Parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica per tempi di ritorno di 20, 100, 200 e 500 anni sono:



Cella (2 Km. di lato)	Coordinate Est UTM cella di calcolo	Coordinate Nord UTM cella di calcolo	a Tr 20	n Tr 20	a Tr 100	n Tr 100	a Tr 200	n Tr 200	a Tr 500	n Tr 500
BW128	449000	4945000	39,22	0,401	51,43	0,395	56,64	0,393	63,51	0,391

2.2 Il calcolo della portata di piena

Nei casi in cui non sono disponibili modelli di regionalizzazione applicabili o per i quali l'applicazione può condurre a margini di incertezza elevati è necessario ricorrere all'impiego di procedure di analisi statistica delle osservazioni pluviometriche relative al bacino idrografico sotteso dalla sezione di interesse e impiegando modelli afflussi e deflussi per la trasformazione in portate. Svariati sono i metodi proposti da vari autori, di seguito se ne propone uno che per semplicità di applicazione è adatto nei casi di piccoli bacini ed interventi in progetto che non giustificano studi ideologici più approfonditi.

2.2.1 Il Metodo Razionale

La formula è la seguente: $Q_c = 0,28 c i A$

Dove

Q_c = portata di colmo (mc/s)

c = coefficiente di deflusso

i = intensità di pioggia (mm/h)

A = superficie del bacino (Kmq)

La portata così stimata ha lo stesso tempo di ritorno di quello dell'intensità di pioggia, mentre l'intensità di pioggia ha una durata pari a quella del tempo di corrivazione t_c .

Il tempo di corrivazione t_c è definito in via teorica come il tempo che impiega la precipitazione che cade nella parte più distante del bacino a raggiungere la sezione terminale.

Svariate relazioni empiriche sul tempo di corrivazione sono date da autori diversi : Giandotti, Ventura, Pezzoli, Merlo, Pugliesi.

Tempo di corrivazione t_c

Il tempo di corrivazione del bacino è normalmente calcolato con formule empiriche, tra esse molto usata è quella di Giandotti (1934, 1937):

$$t_c = (4 \sqrt{A} + 1,5 L) / (0,8 \sqrt{(H_m - H_0)}) \quad (hr)$$

dove:

L = lunghezza del percorso idraulicamente più lungo del bacino (km)

H_m = altitudine media del bacino (m s.m.)

H_0 = altitudine della sezione di chiusura (m s.m.)

Altre formule empiriche sono le seguenti:

Ventura (1905): $t_c = 0,127 \sqrt{A/p}$ p = pendenza media (-/-)

Pezzoli (1970): $t_c = 0,055 L / \sqrt{p}$

Merlo (1973): $t_c = 0,396 L / \sqrt{p} (A/L^2 \sqrt{(p/p_v)})^{0,72}$

Puglisi (1978): $t_c = 6 L^{2,2} (H_{max} - H_0)^{1,2}$

Nessuna delle formulazioni empiriche è esente da critiche; pertanto, a meno che controlli sperimentali diretti non forniscano elementi sicuri per la scelta, conviene senz'altro riferirsi ai più semplici di essi.

Normalmente per i bacini di piccole dimensioni si trascura l'effetto di invaso, mentre un'indicazione dei valori da attribuire al fattore di trattenuta del terreno è fornita nella letteratura scientifica.

Caratteristiche del bacino	c
Superfici pavimentate o impermeabili (strade, aree coperte, ecc.)	0,70 - 0,95
Suoli sabbiosi a debole pendenza (2%)	0,05 - 0,10
Suoli sabbiosi a pendenza media (2 - 7%)	0,10 - 0,15
Suoli sabbiosi a pendenza elevata (7%)	0,15 - 0,20
Suoli argillosi a debole pendenza (2%)	0,13 - 0,17
Suoli argillosi a pendenza media (2 - 7%)	0,18 - 0,22
Suoli argillosi a pendenza elevata (7%)	0,25 - 0,35

Nel caso in esame si può assumere un coefficiente cautelativo di deflusso pari 0,72.

TEMPO DI COCORRIVAZIONE (tc)

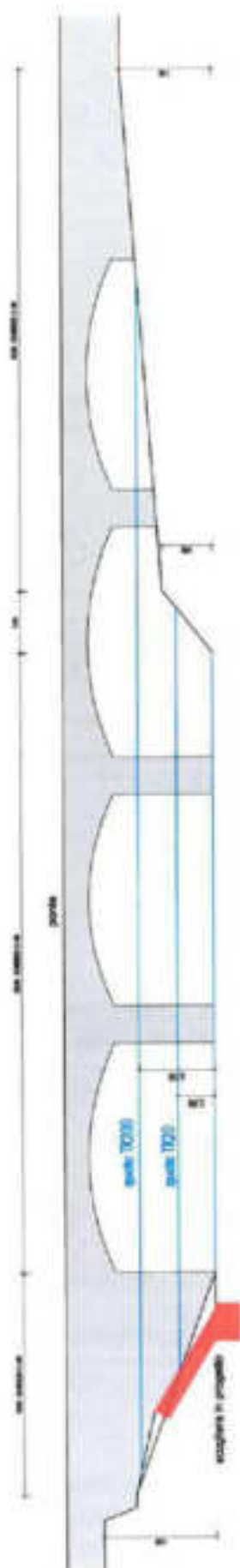
GIANDOTTI	17,59527187
VENTURA	24,75685764
PEZZOLI	37,86160273
PUGLIESI	12,9374676

t(h) assunto (Giandotti)	17 h
coefficiente di deflusso medio	0,72

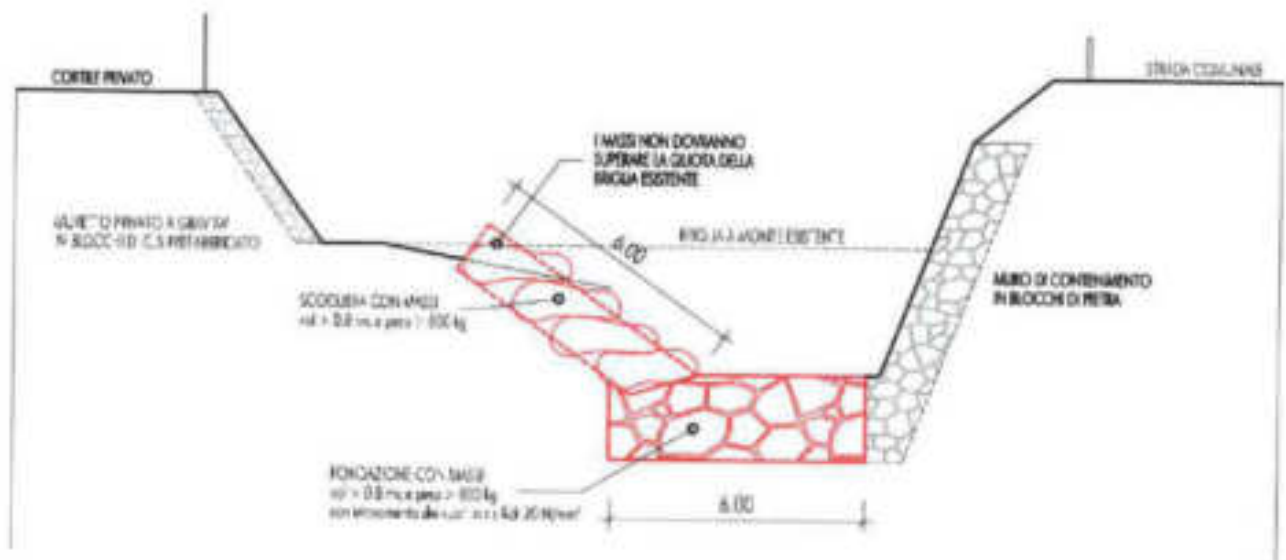
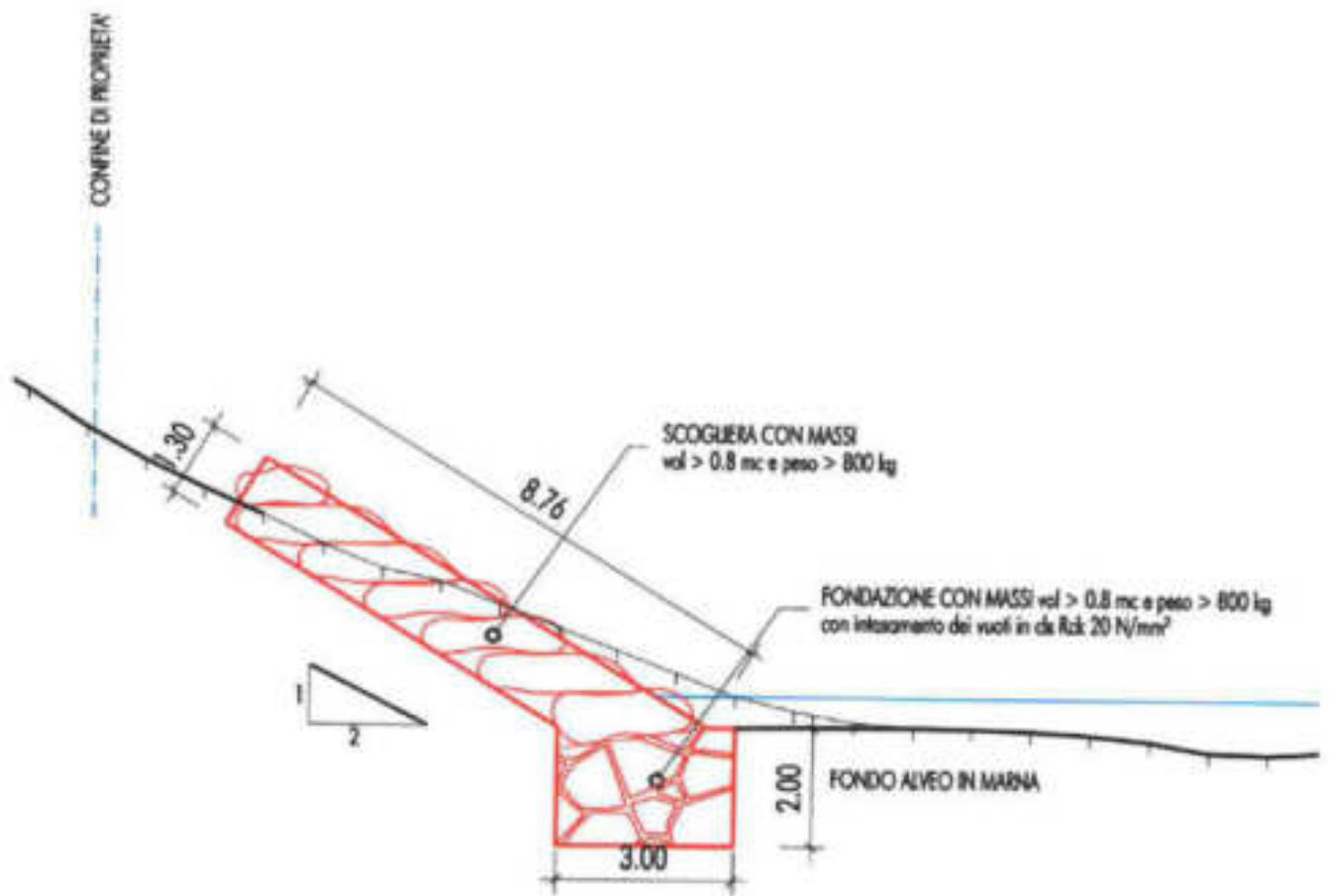
	a	n	H(tc) mm	h (mm/h)	Q mc/s
tempo di ritorno 20	39,22	0,03	42,69933	2,511725	500,2874
tempo di ritorno 100	51,43	0,4	159,7335	9,39609	1871,521
tempo di ritorno 200	56,64	0,39	171,0009	10,05887	2003,535
tempo di ritorno 500	63,51	0,39	191,742	11,27894	2246,548

SI ASSUME COME PORTATA DI CALCOLO QUELLA CON T.R. 200

2003,5 mc/s



SEZIONE 1 A MONTE DEL PONTE PERROVIANO



Quindi in condizioni più sfavorevoli si ha che nelle condizioni di progetto risulta un franco di sicurezza di 3.00 m dal piazzale soprastante. In ogni modo la sezione in progetto riesce a smaltire la portata defluente in condizioni di piena duecentennale (TR 200) con portata di 2020 mc/s.

5. VERIFICA TRASPORTO DI FONDO DEI MASSI

2.4 Dimensionamento scogliere

Metodologia di analisi

In letteratura sono disponibili varie formule per la valutazione della stabilità dei materiali di assegnata granulometria soggetti all'azione di trascinamento della corrente.

Questi procedimenti si basano sulla determinazione dei valori critici della velocità o delle tensioni tangenziali (intesi come valori che corrispondono alle condizioni di moto incipiente per il materiale considerato) e sul confronto con i valori reali di tali grandezze.

Seguendo il criterio che si basa sulla definizione dello sforzo tangenziale esercitato dalle correnti sul materiale costituente il letto fluviale, la condizione di stabilità del fondo risulta quando $\tau_{sc} > \tau_c$, ovvero quando la tensione tangenziale critica è maggiore o uguale a quella esercitata dalla corrente.

La tensione tangenziale sul fondo dell'alveo è data dalla formula:

$$\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot I$$

che, per alvei con base molto maggiore del tirante idrico ed in condizioni di moto permanente può scriversi:

$$\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot J$$

dove γ [kg/m³] è il peso specifico dell'acqua, R [m] è il raggio idraulico della sezione, h il tirante idrico [m], I [m/m] la pendenza del fondo e J la cadente [m/m].

Per la tensione tangenziale presente sulle sponde si può considerare il 75% di quella sul fondo.

La seguente analisi di stabilità è riferita alla teoria della tensione tangenziale critica (Shields, 1936) attraverso la valutazione della forza che determina il moto incipiente dei granuli, esprimibile in termini generali con la seguente relazione che esprime una condizione di equilibrio:

$$\frac{\tau_{sc}}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} = \Theta(Re^*)$$

dove:

τ_{sc} = tensione tangenziale critica [kg/m²]

γ_s = peso specifico materiale d'alveo [kg/m³]

γ = peso specifico dell'acqua [kg m^{-3}]

d = diametro del granulo [m]

Θ = parametro adimensionale dipendente dalle caratteristiche dei granuli e del letto fluviale e dal numero di Reynolds di grano (Re^*) relativo alla velocità di attrito τ_w^* :

$$\Theta = \sqrt{\frac{\tau_w^*}{\rho}}$$

La suddetta condizione di equilibrio è stata tradotta in termini empirici da osservazioni sperimentali, ciascuna caratterizzata da limiti e campi di applicabilità specifici che ne condizionano l'utilizzo.

In particolare alcuni autori hanno individuato valori empirici specifici del parametro di Shields:

- $\Theta = 0.047$ nella espressione di Meyer-Peter, che considera nullo il termine relativo al trasporto solido;
- $\Theta = 0.058 + 0.060$ nella espressione originata di Shields per $Re^* > 400$;
- $\Theta = 0.116$ nella espressione di Kalinske, che considera un fattore di compattezza del materiale rappresentante l'effetto di mutuo incastro delle particelle.

Nel seguito sono riportate le principali formulazioni normalmente considerate, con riferimento ai rispettivi autori.

- Shields - Krey: la formula (1936) è stata sviluppata per moti in regime turbolento e per la condizione $d \ll h$, dove d è il diametro medio del materiale considerato e h è l'altezza d'acqua:

$$\frac{\tau_w^*}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} = 0.06$$

- Zeller: la formula (1963) è relativa a miscugli omogenei in regime di moto assolutamente turbolento:

$$\frac{\tau_w^*}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} = 0.047$$

- Armanini: la formula (1990) è applicabile quando la dimensione del materiale è dello stesso ordine di grandezza del tirante idrico:

$$\frac{\tau_w^*}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} = 0.06 \cdot \left[1 + 0.67 \cdot \left(\frac{d}{h} \right)^{0.57} \right]$$

- Egiazaroff: la formula è applicabile a miscugli non omogenei nel campo di regime assolutamente turbolento:

$$\frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d} = \frac{0.1}{\left[\log_2 \left(\frac{19 \cdot d}{d_{90}} \right) \right]^2}$$

In base alle espressioni sopra riportate può essere verificata per prima cosa la condizione di stabilità del materiale di fondo naturale, facendo riferimento all'espressione di Zeller (valida per miscugli omogenei) e Egiazaroff (valida per miscugli non omogenei).

Le formule sperimentali sopra riportate sono state ricavate facendo riferimento al movimento di particelle isolate posate sul fondo di un alveo naturale, in cui la tipologia di un rivestimento formato da massi incastrati tra loro ed assestati con mezzi meccanici non è contemplata.

Per le verifiche di stabilità delle sponde, la condizione di moto incipiente va espressa considerando le componenti attive del peso e della spinta idrodinamica in relazione alla pendenza della sponda (α) rispetto all'orizzontale.

Per tali verifiche viene normalmente utilizzata la seguente espressione (Lane 1953):

$$\tau_{cr}(\alpha) = \tau_{cr}(0) \cdot \left[\cos \alpha \cdot \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \alpha}{\tan^2 \varphi}} \right]$$

dove $\tau_{cr}(0)$ è la tensione critica sul fondo, α la pendenza delle sponde e φ l'angolo di attrito interno del materiale.

La stabilità del sistema di protezione può essere giudicata sulla base di un confronto tra la tensione tangenziale ottenuta dal calcolo a quella massima ammissibile caratteristica dell'opera.

**DIMENSIONAMENTO MASSI SU FONDO ALVEO
CON TR 500 ANNI - FIUME BORMIDA**

gamma acqua	gamma materiale	Raggio idraulico sezione	h travaso idrico	pendenza fondo	β	psi	tau 0	tau cr	coefficiente sicurezza	volume teorico masso sferico (0,8*d ³)	peso masso
g _a /m ³	g _m /m ³	m	m	m/m	m					mc	kg
1000	2200	5,62	7	0,002	0,6	0,071769	11,24	51,67	4,60	0,1728	180,16
1000	2200	5,62	7	0,002	0,7	0,072712	11,24	61,08	5,48	0,2764	601,65
1000	2200	5,62	7	0,002	0,8	0,07329	11,24	70,65	6,29	0,4096	921,12
1000	2200	5,62	7	0,002	0,9	0,074434	11,24	80,27	7,15	0,5822	1283,04
1000	2200	5,62	7	0,002	1	0,075154	11,24	90,23	8,03	0,8	1760
1000	2200	5,62	7	0,002	1,1	0,075938	11,24	100,24	8,92	1,0648	2342,56
1000	2200	5,62	7	0,002	1,2	0,076644	11,24	110,37	9,82	1,3824	3043,28
1000	2200	5,62	7	0,002	1,3	0,077324	11,24	120,61	10,73	1,7576	4866,72
1000	2200	5,62	7	0,002	1,4	0,077978	11,24	131,00	11,66	2,1952	4829,44
1000	2200	5,62	7	0,002	1,5	0,078609	11,24	141,10	12,59	2,7	5840
1000	2200	5,62	7	0,002	1,6	0,079219	11,24	152,10	13,53	3,2768	7208,96

In conclusione utilizzando per la scogliera dei massi del volume di 0,8 mc si ha un sufficiente margine di sicurezza contro il trasporto dei massi sul fondo.

6. STABILITA' VERSANTE DELLA SCOGLIERA

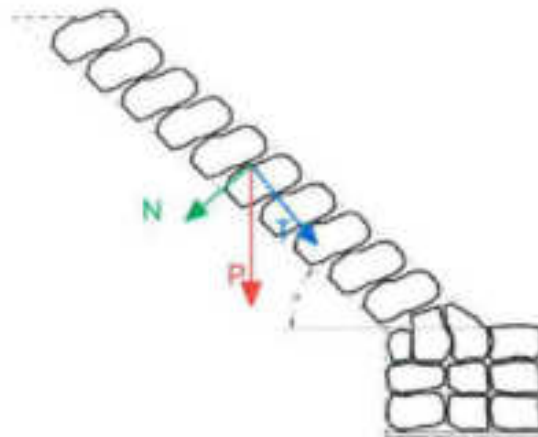
La presente Relazione verifica la stabilità di una scogliera in massi ciclopici di forma parallelepipedica.

Tramite apposite analisi di stabilità viene determinata la superficie in cui la reazione necessaria a garantire il fattore di sicurezza richiesto di 1,3 assume il massimo valore.

Nell'immagine seguente è schematizzata la disposizione della scogliera, sono quindi riassunte le semplici formule trigonometriche con cui vengono derivate le condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale.

Sono state verificate due condizioni: la prima, considerando superfici di scivolamento passanti per il piede della scogliera, condizione potenzialmente critica poiché è quella in cui si sviluppano le maggiori sollecitazioni, la seconda, considerando invece superfici di scivolamento passanti per la base del blocco sommitale della scogliera, condizione potenzialmente critica perché salendo lungo la scogliera le forze reagenti si riducono più velocemente delle azioni instabilizzanti.

Per ciascuna condizione viene presentata una tabella in cui vengono riportati, per ciascuna inclinazione del fronte della scogliera, i calcoli parziali che portano alla determinazione della reazione orizzontale totale, seguita dalle analisi di stabilità senza opera (solo per completezza) e con opera di sostegno, dalla quale si desume la reazione necessaria minima da confrontare con quella offerta dalla scogliera.



La forza esercitata dalla scogliera sul terreno è pari a $N = P \cdot \cos \alpha$

Tenendo conto dell'attrito all'interfaccia con il terreno si ottiene $T = P \cdot \sin \alpha - N \tan \varphi_t$

La resistenza offerta dalla scogliera all'interfaccia tra i due blocchi è pari a $R = T \tan \varphi_R$

Le componenti orizzontali di tali forze saranno quindi:

$$R_H = R \cdot \sin \alpha$$

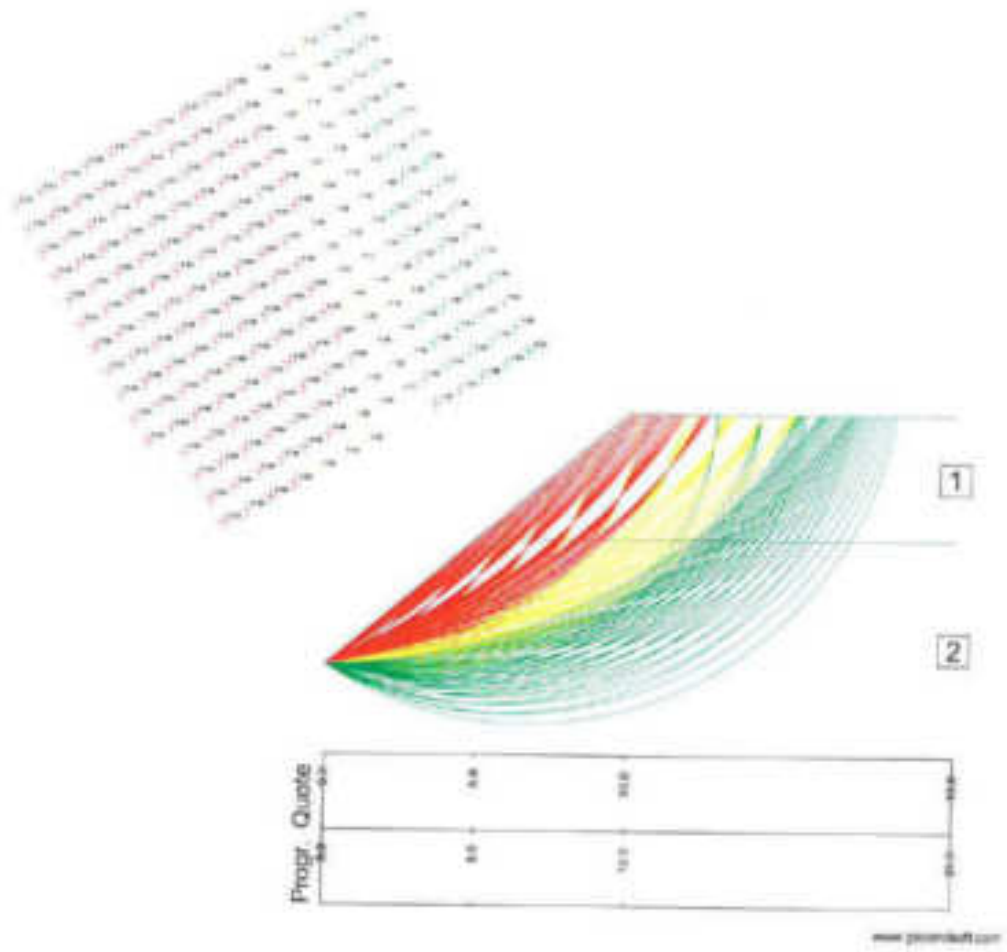
$$N_H = N \cdot \sin \alpha$$

In base a quanto esplicito nel capitolo precedente, la resistenza offerta al piede della scogliera sarà pari:

Inclinazione scogliera	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46
Spessore scogliera	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Estensione scogliera	9.4	9.4	9.4	9.4	9.4	9.4	9.4	9.4	9.4	9.4	9.4	9.4
Peso di volume scogliera	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14
Angolo attrito terreno	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
Angolo attrito roccia	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
P	263.20	263.20	263.20	263.20	263.20	263.20	263.20	263.20	263.20	263.20	263.20	263.20
N	215.60	212.93	210.20	207.40	204.54	201.62	198.64	195.60	192.49	189.33	186.11	182.83
T	26.49	31.77	37.04	42.30	47.54	52.77	57.99	63.19	68.37	73.52	78.66	83.77
R	26.49	31.77	37.04	42.30	47.54	52.77	57.99	63.19	68.37	73.52	78.66	83.77
Rh	15.19	18.67	22.29	26.04	29.92	33.92	38.04	42.28	46.63	51.07	55.62	60.26
Nh	123.66	125.16	126.50	127.69	128.72	129.60	130.32	130.88	131.28	131.52	131.60	131.52
FR	138.86	143.83	148.79	153.73	158.64	163.52	168.36	173.16	177.91	182.59	187.22	191.78

Dalle analisi di stabilità per superfici di scivolamento passanti per la base della scogliera (si vedano le due immagini successive, in cui viene calcolata la stabilità del versante senza e con l'opera di sostegno) risulta che la reazione in direzione orizzontale che l'opera di sostegno deve offrire per garantire un fattore di sicurezza pari a 1,3 è pari a 57 kN per metro lineare di fronte.

La somma delle componenti reattive orizzontali è pari a 163 kN, quindi la stabilità è ampiamente verificata.



Litotipo 1:
Litotipo 2:

ϕ [°] = 35
 ϕ [°] = 35

c [kN/m²] = 0
 c [kN/m²] = 0

γ [kN/m³] = 18
 γ [kN/m³] = 8



C (res. critica) = 60
P (precarico) = 0
R (res. residua) = 0

RN | FS
X% | RT

FS: fatt. sicurezza ottenibile
RN: roaz. per avere FS= 1.3
RT: res. a rottura del terreno
%: utilizzo resistenza critica
L=lineare; T=rottura terreno
P=precarico; R=residuo



www.geostuff.com

Acqui Terme, 27/02/2017

Il Progettista

