

Il Consolidamento della Briglia di San Rocco sul Fiume Fella, in Comune di Pontebba (UD)

Alessandro Coccolo
CP Ingegneria, Gemona del Friuli (UD)
eng@gruppo cp.it

Parole chiave: hydraulic jump, baffle piers, stilling basin.

Sommario

Nella presente memoria si riferisce relativamente ai principali temi sviluppati durante il progetto del consolidamento della traversa posta lungo il fiume Fella alla stretta di San Rocco, poco a valle dell'abitato di Pontebba (UD), riportando inoltre un breve resoconto relativo alle successive fasi di cantierizzazione dei lavori. L'intervento in questione si è reso indispensabile a seguito del severo evento alluvionale dell'agosto 2003, che ha seriamente compromesso la staticità del manufatto.

1. Lo stato di fatto in seguito all'evento alluvionale dell'agosto 2003

Nel pomeriggio di venerdì 29 agosto 2003 un violento nubifragio ha interessato la Val Aupa, il Canal del Ferro e la Val Canale, provocando due vittime ed ingenti danni nei territori comunali di Moggio Udinese, Dogna, Pontebba, Malborghetto-Valbruna e Tarvisio. Dalle ore 14.00 alle ore 18.00 la stazione pluviometrica di Pontebba ha registrato la caduta di 293 mm di pioggia, seguiti successivamente da ulteriori 50 mm nell'intervallo temporale che va dalle ore 18.00 alle 22.00 [1]. L'evento calamitoso ha prodotto innumerevoli situazioni di dissesto idrogeologico, danneggiando gravemente numerose opere idrauliche e infrastrutturali. Particolarmente critica è da subito risultata la situazione in cui si è venuto a trovare lo sbarramento di San Rocco, in comune di Pontebba (cfr. Fig. 1), opera a pianta curvilinea costruita presumibilmente attorno al 1940, utilizzando blocchi in pietra a squadrate e malta [2].

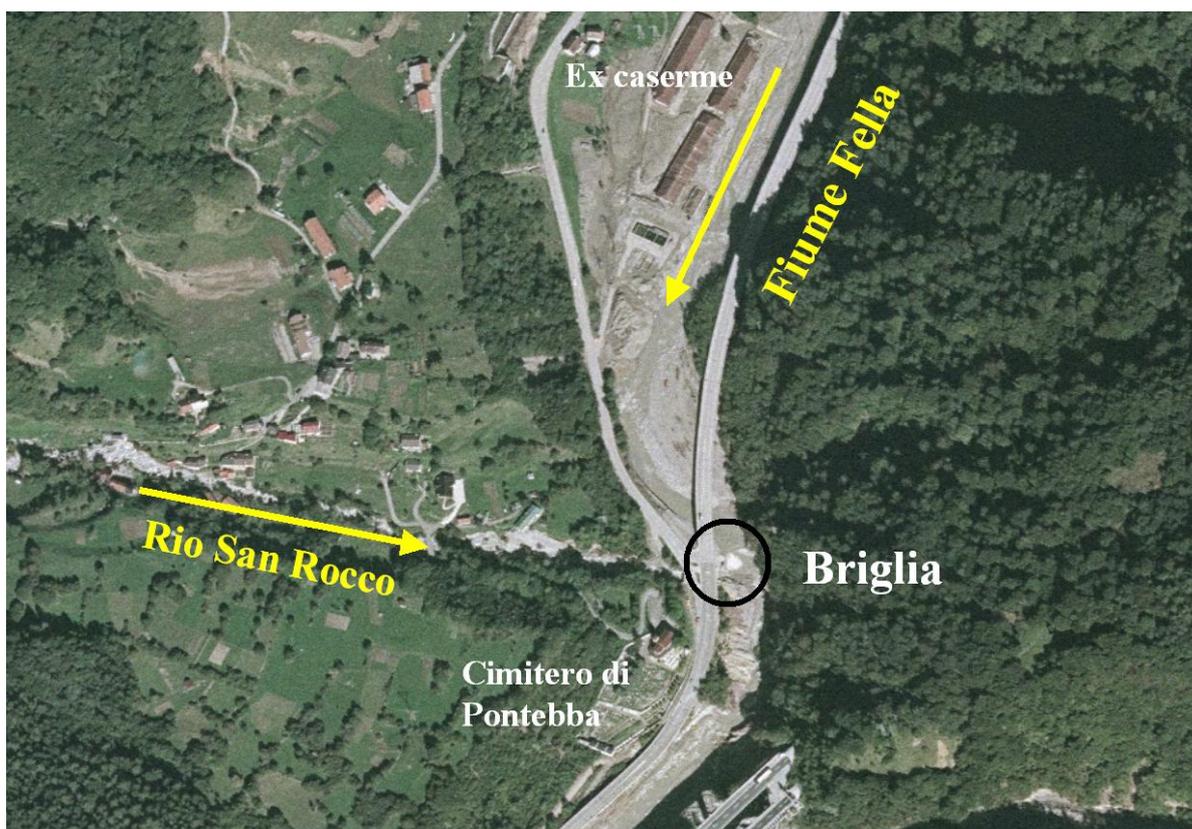


Figura 1. Inquadramento ortofotografico (volo post-alluvione 2003).

In conseguenza al transito dell'onda di piena del fiume Fella, caratterizzata da un colmo di diverse centinaia di m^3/s , il manufatto in questione ha subito un ampio squarcio nel corpo e una impressionante escavazione dell'alveo al piede del salto, tanto da farlo apparire, a prima vista, semplicemente "appeso" alle sponde rocciose (cfr. Figg. 2 e 3).



Figura 2. Stato di fatto dell'opera a seguito dell'evento alluvionale (immagini del giugno 2004).



Figura 3. Impressionante escavazione al piede dell'opera e ampio sbreccio del corpo.

Già a seguito dell'evento alluvionale del giugno 1996, interessante il medesimo luogo, la traversa in questione aveva subito ingenti danni, tant'è che nel 1999 si era dato corso ad un primo intervento di consolidamento. In quella sede il corpo della briglia era stato restaurato ed "armato" con una cortina di micropali annegati in un cordolo di placcaggio in c.a. posizionato posteriormente al manufatto, mentre al piede si era proceduto alla realizzazione di una sorta di "scivolo" in massi da scogliera parzialmente intasati con calcestruzzo. Tale intervento era risultato già seriamente compromesso nel corso di alcuni eventi di piena del 2002 (cfr. Fig. 4), venendo poi completamente distrutto durante l'alluvione dell'agosto 2003 (cfr. Figg. 2 e3).

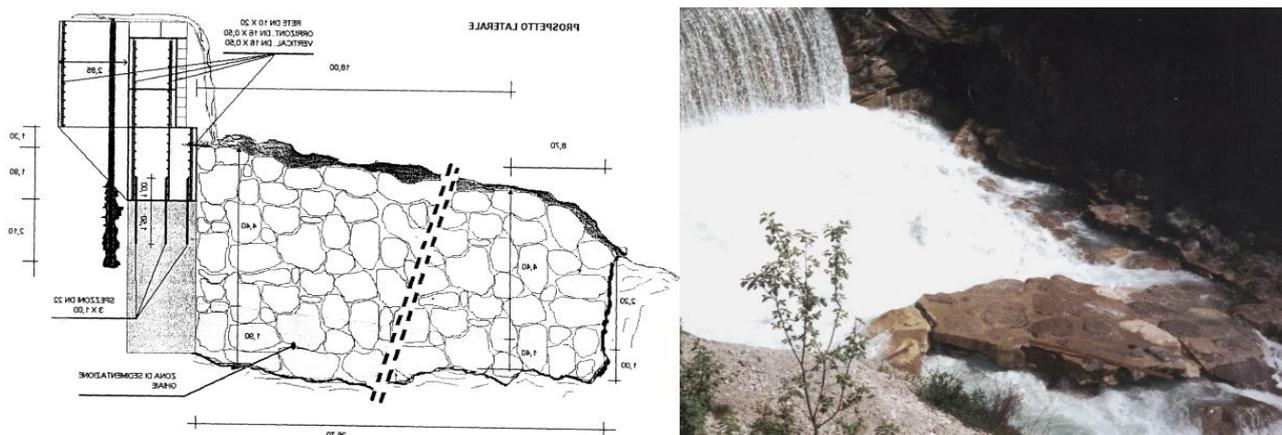


Figura 4. Lesione del consolidamento effettuato nel 1999 a seguito di eventi di piena del 2002.

2. Il progetto di consolidamento

2.1. Generalità

Il progetto, commissionato dalla Direzione Regionale della Protezione Civile del Friuli – Venezia Giulia, è stato redatto nel periodo estate-autunno 2004 e approvato in veste esecutiva nell'inverno 2004-2005, per un ammontare complessivo degli interventi a base di gara pari a circa 750'000 €.

Una prima fase dello sviluppo progettuale è stata dedicata alla ricerca delle motivazioni idrauliche poste alla base del sostanziale fallimento del precedente intervento di consolidamento. Per quanto è stato possibile comprendere, si è convenuto che esse debbano ricercarsi nella particolare condizione idrodinamica in cui si viene a trovare la corrente di piena in corrispondenza al salto, con formazione di risalto idraulico al piede (*hydraulic jump*) a notevole contenuto energetico e turbolenza. In considerazione di ciò si è ritenuto opportuno, oltre all'intervento di risanamento strutturale del manufatto, realizzare al piede dell'opera un vero e proprio bacino di dissipazione (*stilling basin*), adeguatamente corazzato al fondo e dotato al limite di valle di denti frangiflutto (*baffle piers*), localizzati in prossimità della zona di impatto della vena stramazzone (cfr. Figg. 5 e 7).

Come si dirà in seguito, la corazzatura di fondo del bacino è stata progettata in modo da bilanciare il campo di sottopressioni dinamiche pulsanti che si generano al piede del salto, le quali risultano di entità sorprendentemente elevata ed inoltre sono per loro natura tali da sconsigliare il generale utilizzo di tiranti pre-tensionati nelle strutture idrauliche localizzate in corrispondenza a fenomeni di risalto idraulico.

A tal fine è stata prevista la realizzazione di uno zatterone basale di contrasto in cls $R_{ck}=25$ MPa, di spessore pari a circa 2.5 m, sovrastato da una corazzatura di circa 1.5 m formata da massi ciclopici ancorati uno a uno al sottostante strato mediante barre in acciaio FeB44k, aventi ognuna diametro $d26$ mm ed adeguatamente ammorsate al sottostante zatterone. A valle della corazzatura di fondo si sono costruiti cinque denti frangiflutto troncopiramidali in c.a. avente $R_{ck}=40$ MPa, impostati su di una cordolatura continua in c.a. a sua volta ancorata alla roccia basale, caratterizzati ognuno da una sezione di base con lato pari a 2.0 m ed una altezza netta pari a 2.5 m, compatibile con il tirante idrico a valle del salto. Gli elementi dissipatori presentano lungo tutto il perimetro esposto ai deflussi un profilato paraspigolo in acciaio, fissato con zanche alla massa del

calcestruzzo. Il cordolo di fondazione dei denti frangiflutto, di sviluppo complessivo pari a 21.5 m, larghezza 3.0 m ed altezza variabile da 1.5 a 2.7 m, è stato ancorato all'ammasso roccioso mediante micropali in barra Gewi® aventi ognuno diametro d50 mm e lunghezza di 6-8 m, rivestito superficialmente, in corrispondenza al piano di scorrimento delle acque, con lastrame in porfido ancorato al calcestruzzo mediante inghisaggi in acciaio e betoncino antiritiro.

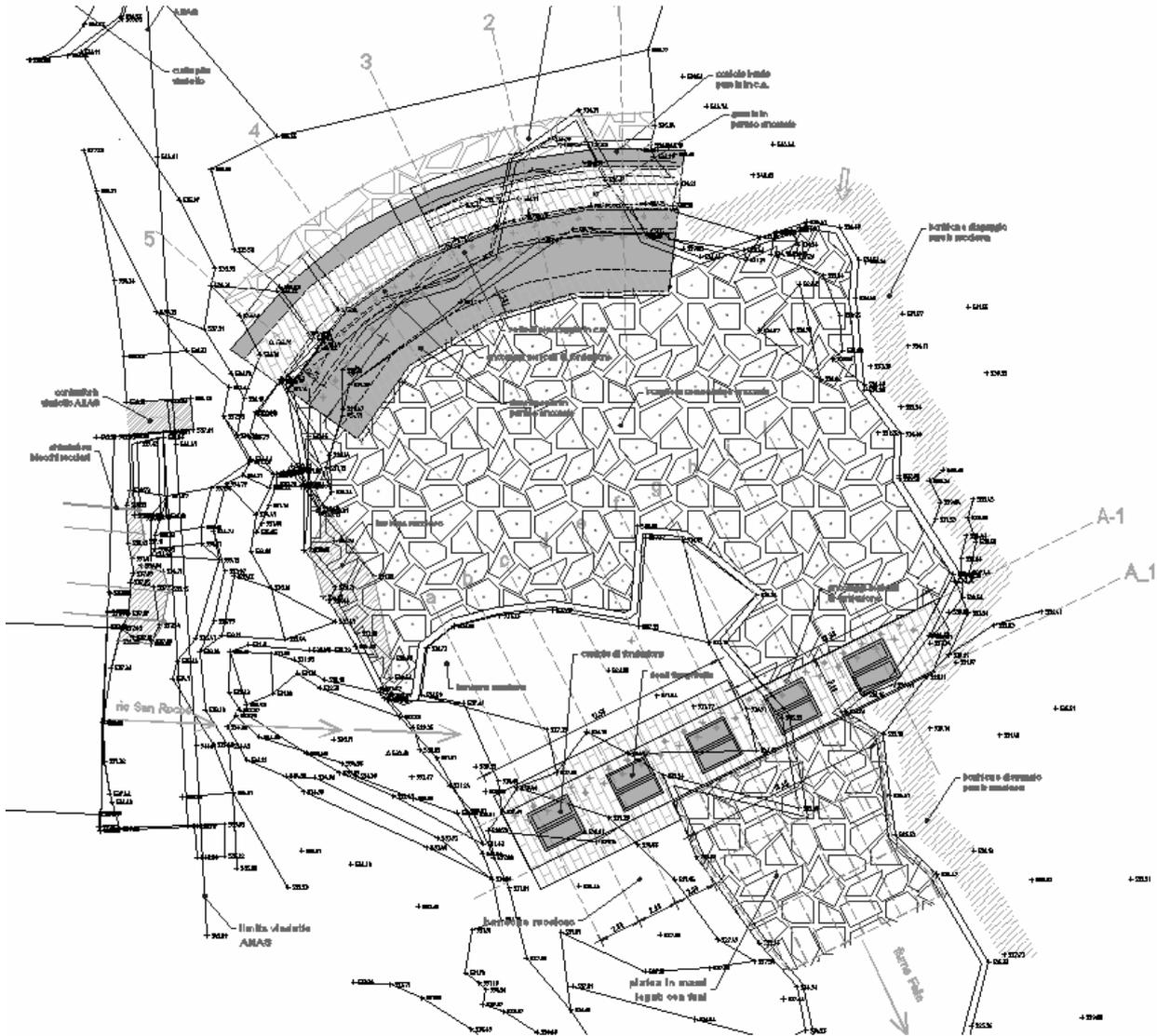


Figura 5. Pianta dell'intervento. Nella parte superiore il cordolo di protezione della gaveta ed sotto di placcaggio, al centro la corazzatura del bacino di dissipazione, al limite inferiore i denti frangiflutto.

Per quanto attiene nello specifico al consolidamento della briglia, l'intervento ha riguardato la sottofondazione del manufatto, il risanamento del corpo e il ripristino della gaveta di sfioro.

L'opera di sottofondazione è consistita nella costruzione di un setto di placcaggio in c.a. a semi-gravità di sezione trapezia, poggiante su fondazione tozza a sezione rettangolare interessante l'intero sviluppo dell'opera. Il setto è stato impostato sullo zatterone basale e ancorato in fondazione al sottostante substrato roccioso arenaceo attraverso micropali in barra Gewi® aventi ognuno diametro d50 mm e lunghezza pari a 10 m. La fondazione è stata realizzata in c.a. con calcestruzzo classe $R_{ck}=40$ MPa, sezione di larghezza 4.0 m e altezza 1.5 m. Nella costruzione del setto si è previsto l'utilizzo di calcestruzzo della medesima classe di resistenza, una sezione con

base maggiore pari a 3.0 m, base minore 1.0 m ed altezza di 4.5 m. Il coronamento superiore del setto e della fondazione a vista sono stati rivestiti superficialmente mediante lastre in porfido debitamente ancorato alle strutture sottostanti.

Il consolidamento del corpo della briglia è risultato di difficile interpretazione progettuale, in quanto il livello idrometrico del corso d'acqua è rimasto piuttosto sostenuto durante l'intero decorso del progetto ed ha impedito un preciso rilievo del danneggiamento subito dall'opera; di fatto l'effettiva entità della lesione da risanare è stata solamente "intuita" dall'incanalamento dei deflussi nell'ampio sbreccio del corpo (cfr. Figg. 2 e 3). L'intervento di risanamento, definito nei dettagli solamente in corso d'opera, una volta messa in secca la traversa, ha previsto il completo intasamento della lesione mediante calcestruzzo ad alta resistenza avente classe $R_{ck}=40$ MPa, armato con gabbatura in acciaio ancorata alla parte sana del manufatto mediante barre d'acciaio e betoncino antiritiro iniettato in foro. Il fronte a vista della lesione è stato successivamente rivestito con lastre in pietrame squadrato simili a quelle preesistenti.

Per quanto riguarda il ripristino funzionale della gaveta di sfioro, è stata prevista la costruzione di un cordolo di protezione al limite di monte del corpo dell'opera (cfr. Figg. 5 e 6), realizzato con calcestruzzo ad alta resistenza $R_{ck}=40$ MPa armato con gabbatura di acciaio ancorata al corpo della briglia. Gli spigoli del cordolo esposti ai deflussi sono stati protetti da profilati in acciaio fissati con zanche al getto sottostante. Il piano di sfioro della gaveta è stato rivestito con lastre in porfido di spessore non inferiore a 30 cm, ancorate al corpo sottostante mediante barre in acciaio.



Figura 6. Formazione del rivestimento superficiale della gaveta con lastre in porfido di grosso spessore. A sinistra l'armatura del cordolo di protezione.

A conclusione dell'intervento di consolidamento della briglia si è ritenuto opportuno effettuare un trattamento protettivo delle superfici del setto di placcaggio esposte all'azione della lama d'acqua stramazzante dalla gaveta. L'intervento ha previsto un preliminare trattamento impermeabilizzante antidegrado della superficie del getto, mediante applicazione a tre mani di

soluzione vetrosa a base di silicato di sodio e agente catalizzante. La protezione è stata completata con la successiva applicazione di una idropittura liscia anti-abrasione a base di quarzo.

2.2. La progettazione idraulica dell'intervento

Gli aspetti idraulici del progetto hanno interessato nell'ordine la definizione della portata di progetto, la determinazione delle condizioni di moto della corrente di piena in corrispondenza della traversa, il dimensionamento geometrico dei denti frangiflutto e della corazzatura di fondo del bacino di dissipazione.

Per quanto attiene alla quantificazione della portata di progetto è stato applicato il modello idrologico semi-distribuito TOPMODEL [3] [4], nella sua variante semplificata TOPSIMPL, fissando la sezione di chiusura del bacino idrografico di riferimento a valle dell'immissione del torrente Pontebbana.

Lo strumento prescelto è un modello ad area contribuente variabile, in cui i fattori predominanti che determinano la generazione del deflusso sono la topografia del bacino ed una legge che lega la conduttività idraulica al grado di saturazione del terreno. In questo senso, rispetto alle variabili di I/O può definirsi di tipo concentrato, ma in realtà esso tiene conto sia della distribuzione piano – altimetrica del bacino, sia della sua rete idrografica. Nella presente applicazione TOPSIMPL è stato impiegato a rappresentare i singoli sottobacini che alimentano la rete dei canali principali, e ciò ha consentito di considerare anche, in qualche misura, la distribuzione spaziale delle precipitazioni. La taratura del modello è stata condotta sulla base di due eventi di piena che hanno interessato il bacino del Fella nel 1996, precisamente il 21-22 giugno e il 14-16 novembre. Dalle elaborazioni condotte si è derivata un portata su base idrologica a ricorrenza bicentenaria pari a $Q_{200}=550 \text{ m}^3/\text{s}$.

Va osservato che essa è relativa al puro afflusso idrico alla rete scolante. In realtà le condizioni geomorfologiche e litologiche del bacino idrografico in esame, ed in generale della quasi totalità dei bacini montani, sono tali per cui l'effetto del trasporto solido connesso ai fenomeni di piena non può essere ignorato. E' infatti altamente probabile che, in situazioni alluvionali parossistiche, il deflusso in alveo nel collettore principale assuma caratteristiche di *hyperconcentrated flow* (deflusso ad altissima concentrazione di frazione solida) piuttosto che di semplice flusso idrico. Pertanto, al fine di definire la portata di progetto da assumersi nelle successive verifiche idrauliche degli interventi in progetto, si è ritenuto opportuno amplificare cautelativamente la portata ottenuta attraverso la modellazione afflussi-deflussi mediante un fattore moltiplicativo "BF" "*bulking factor*" ("coefficiente di ingrossamento") [5]. Assumendo ragionevolmente che il fluido in movimento contenga una percentuale in peso di frazione solida pari a $P_1=40\%$ (di conseguenza la percentuale di frazione liquida vale $P_2=60\%$), una densità della frazione solida pari a $\rho=2650 \text{ kg/m}^3$ (rocce calcaree e dolomitiche), un peso specifico della stessa pari a $\gamma_1=g\cdot\rho=25997 \text{ N/m}^3$, un peso specifico della frazione liquida di $\gamma_2=9800 \text{ N/m}^3$, si è derivato il fattore di ingrossamento BF mediante la

$$BF = \frac{(P_1/\gamma_1 + P_2/\gamma_2)}{P_2/\gamma_2} = 1.25 \quad (1)$$

ed infine una portata di progetto di

$$Q_d = Q_{200} \cdot BF = 690 \text{ m}^3/\text{s}. \quad (2)$$

Il secondo aspetto idraulico affrontato ha riguardato la definizione delle caratteristiche del moto sul maufatto. Fissata una larghezza della traversa $B=20\text{m}$, si è derivata la portata specifica di progetto

$$q_d = Q_d/B = 34.5 \text{ m}^2/\text{s}, \quad (3)$$

l'altezza e velocità critiche della corrente in corrispondenza al salto

$$y_c=(q_d^2/g)^{1/3}=4.95 \text{ m}, \quad (4)$$

$$v_c=(g \cdot y_c)^{1/2}=6.97 \text{ m/s}, \quad (5)$$

ed il carico totale a monte dello stesso

$$H=y_c+v_c^2/2g=(3/2) \cdot y_c=7.43 \text{ m}. \quad (6)$$

La localizzazione x della altezza critica e la altezza dei deflussi y_0 sul punto di caduta (*brink depth*) sono stati stimati secondo quanto proposto da Rouse con riferimento al comportamento idrodinamico delle correnti in prossimità di un salto [6], attraverso le relazioni seguenti (cfr. Fig. 7)

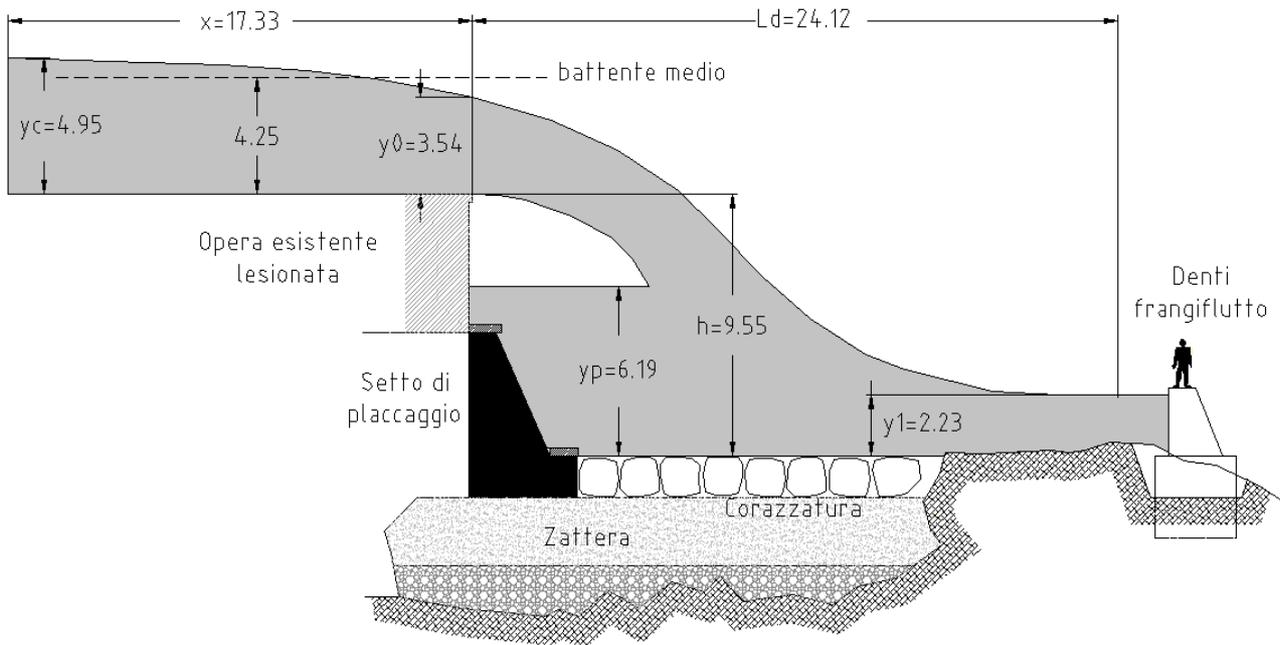


Figura 7. Caratteristiche geometriche della corrente di progetto Q_d in corrispondenza al salto.

$$x=3.5 \cdot y_c=17.33 \text{ m}, \quad (7)$$

$$y_0=y_c/1.4=3.54 \text{ m}, \quad (8)$$

mentre le caratteristiche idrodinamiche della corrente al piede del salto sono state identificate mediante l'utilizzo del *drop number* proposto da Rand [7]

$$D=q^2/(g \cdot h^3), \quad (9)$$

dove $h=9.55\text{m}$ indica l'altezza del salto. Nello specifico lo sviluppo del getto in caduta libera L_d , nonché i tiranti idrici anteriori e posteriori al piede y_1 e y_p sono stati determinati mediante le

$$L_d=h \cdot 4.30 \cdot D^{0.27}=24.12 \text{ m}, \quad (10)$$

$$y_1=h \cdot 0.54 \cdot D^{0.425}=2.23 \text{ m}, \quad (11)$$

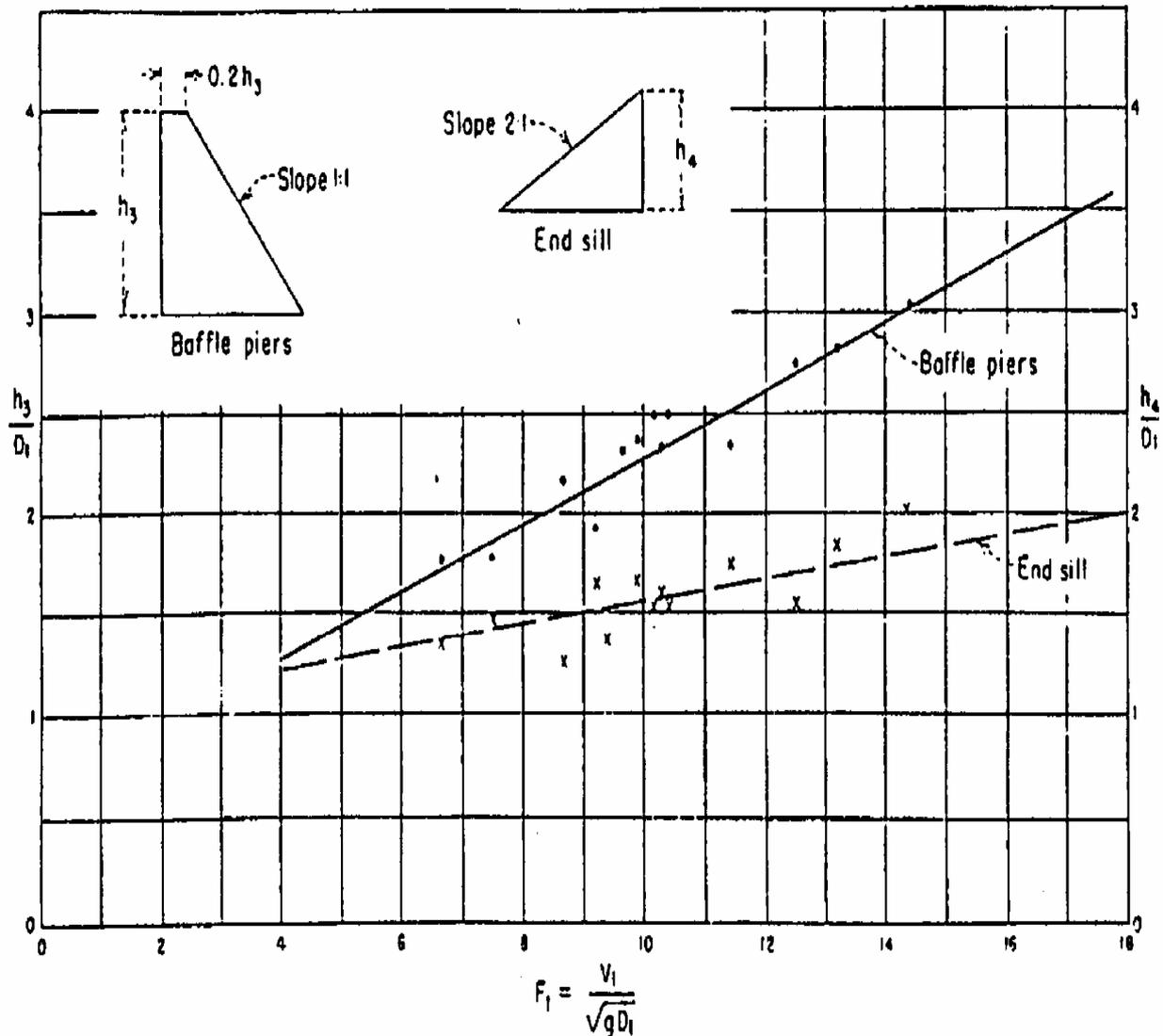
$$y_p=h \cdot 1.00 \cdot D^{0.22}=6.19 \text{ m}, \quad (12)$$

ed infine la velocità ed il numero di Froude della corrente al piede mediante le

$$v_1 = q/y_1 = 15.46 \text{ m/s}, \quad (13)$$

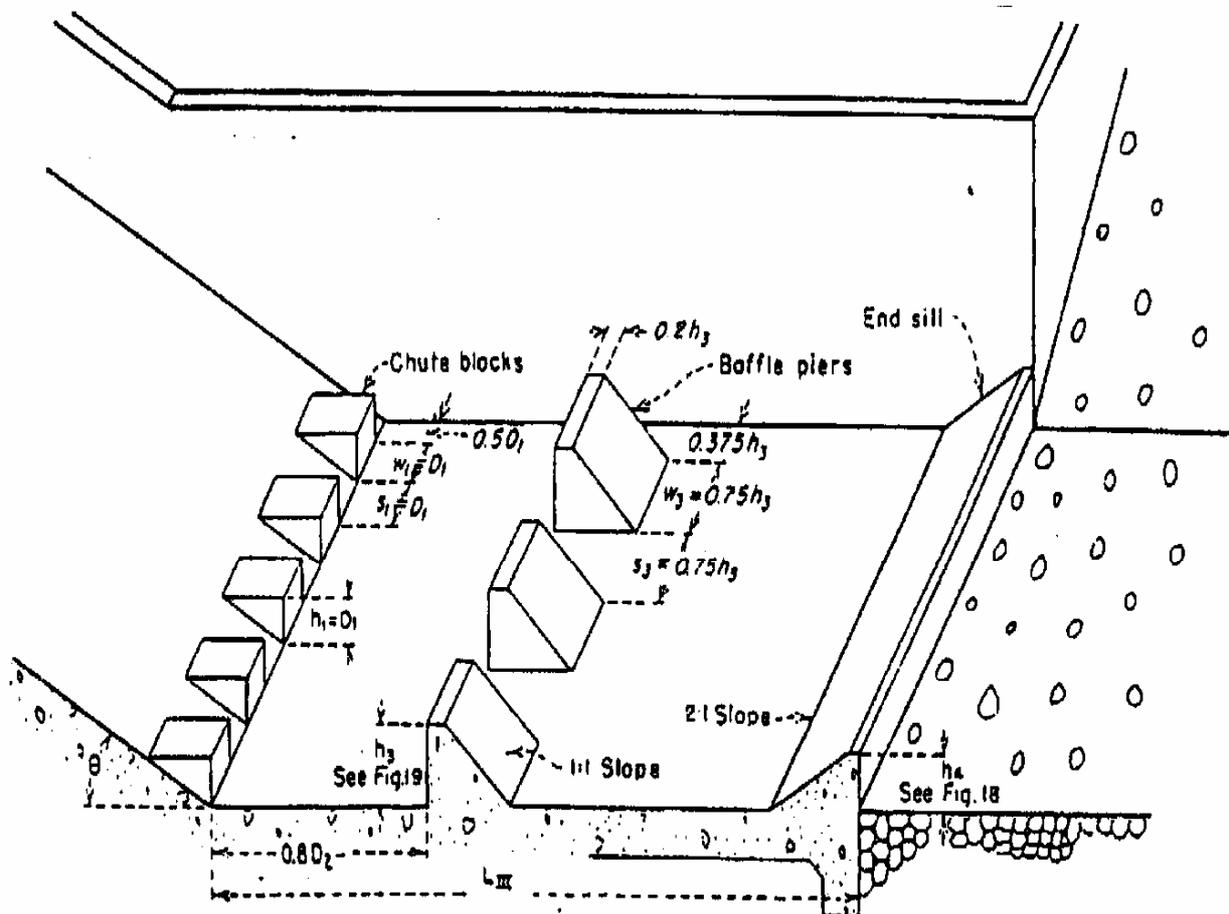
$$Fr_1 = v_1 / (g \cdot y_1)^{0.5} = 3.31. \quad (14)$$

Relativamente al dimensionamento geometrico dei denti frangiflutto (*baffle piers*) si è fatto riferimento a quanto proposto nella letteratura tecnica corrente per i bacini di dissipazione USBR tipo III [8]. In funzione delle caratteristiche idrodinamiche della corrente al piede del salto (grandezze y_1 e Fr_1), si sono determinati altezza e larghezza dei denti, nonché il relativo interasse (cfr. Figg. 8 e 9).



HYDRAULIC JUMP STUDIES
 STILLING BASIN III
 HEIGHT OF BAFFLE PIERS AND END SILL

Figura 8. Dimensioni dei denti frangiflutto per il bacino tipo USBR – Stilling Basin III [8].



**HYDRAULIC JUMP STUDIES
STILLING BASIN III
RECOMMENDED PROPORTIONS**

Figura 9. Dimensioni del bacino di dissipazione tipo USBR – Stilling Basin III [8].

L'ultimo aspetto idraulico esaminato è relativo al dimensionamento della corazzatura di fondo del bacino di dissipazione. Come dimostrato dalle più recenti ricerche in materia [9] [10], il campo di sottopressioni fluttuanti e pulsanti che si generano in corrispondenza ai fenomeni di risalito idraulico nelle vasche di dissipazione, o al termine degli scarichi di superficie dei serbatoi, è di intensità sorprendentemente elevata, tale da mettere in crisi le più imponenti e solide protezioni dei manufatti (cfr. Fig. 10). A tal proposito, tra i più noti ed eclatanti fenomeni di crisi osservati vanno ricordati la distruzione del dissipatore della diga messicana di Malpaso, a seguito di portate di piena di appena $1/3$ della portata di progetto [11], e lo scalzamento dello scivolo a forte pendenza appartenente allo sfioratore di superficie della diga di Karnafuli, nel Bangladesh [12], per portate di piena addirittura pari a $1/5$ di quella di progetto.

Al fine di determinare il teorico spessore di calcestruzzo in grado di resistere al fenomeno di "uplift" associato a tale campo di pressione, si è utilizzato il criterio di stabilità dovuto a Fiorotto e Rinaldo [9], relativo alla meccanica del sollevamento delle protezioni fino all'incipiente movimento. In funzione della velocità posseduta dalla corrente al piede del salto v_1 , precedentemente determinata, posti inoltre il fattore di riduzione adimensionale Ω pari a 0.5 e il massimo coefficiente di pressione ($c_p^+ + c_p^-$) pari a 0.8, ed assegnati infine a calcestruzzo e acqua i pesi specifici $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ e $\gamma_w = 9,8 \text{ kN/m}^3$, si è desunto un teorico spessore s di calcestruzzo della corazzatura pari a

$$s = \left(\frac{v_I^2}{2 \cdot g} \right) \cdot \Omega \cdot \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_c - \gamma_w} \right) \cdot (c_p^+ + c_p^-) = 3.15 \text{ m} . \quad (15)$$

In sede progettuale tale valore è stato opportunamente incrementato, adottando uno spessore della corazzatura di fondo di progetto pari a $S=4.0$ m. Con riferimento agli studi condotti da Toso e Bowers [10], osservando che la massima pressione fluttuante vale

$$p'_{\max} = p'^+ = \frac{\gamma_w \cdot c_p^+ \cdot v_I^2}{2 \cdot g} \cong p'^- = \frac{\gamma_w \cdot c_p^- \cdot v_I^2}{2 \cdot g} , \quad (16)$$

si è trovato che uno spessore S di corazzatura omogenea in calcestruzzo è in grado di bilanciare una massima pressione fluttuante pari a

$$p'_{\max} = S \cdot \left(\frac{\gamma_c - \gamma_w}{2 \cdot \Omega} \right) = 60.8 \text{ kPa} . \quad (17)$$

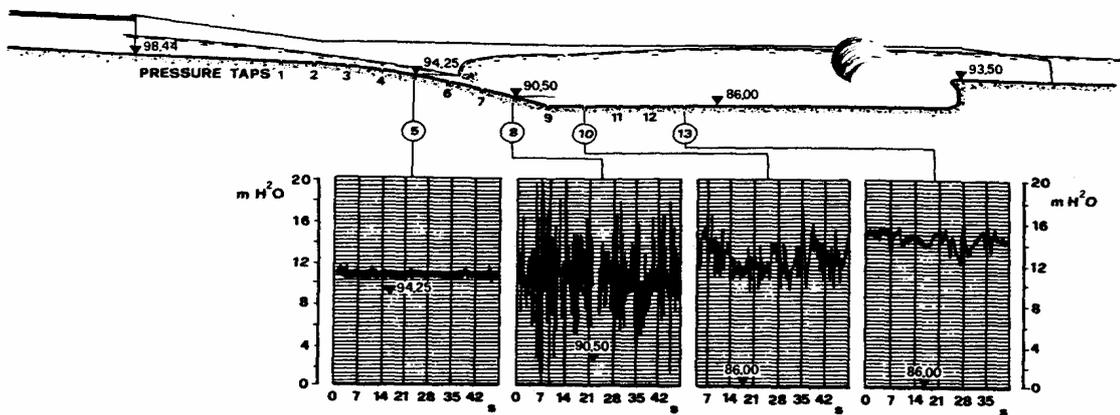


FIG. 1(a). Typical Spillway Stilling Basin under Operation is Reproduced. Effective Records of Pressure Fluctuations are Illustrating Real Life Occurrences

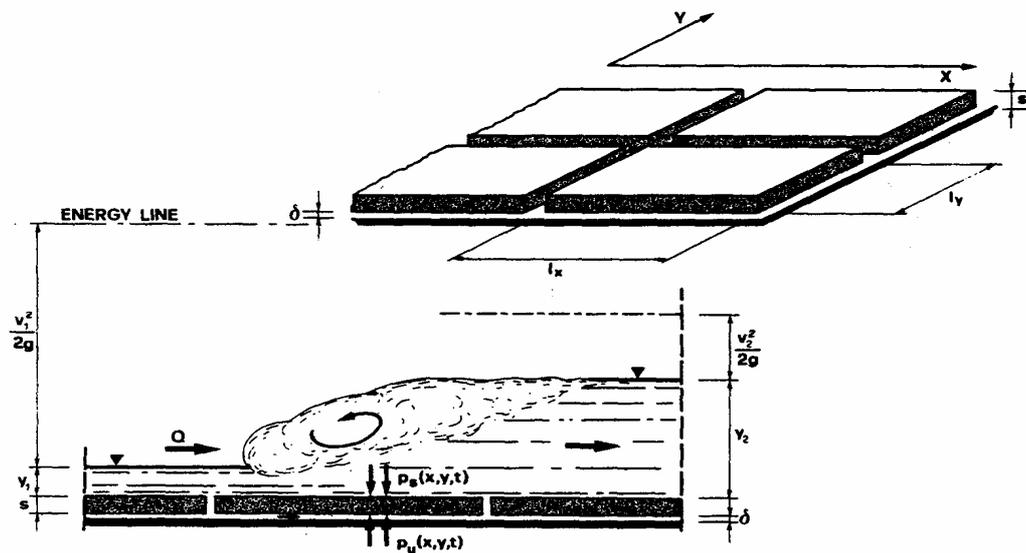


FIG. 1(b). Schematic Geometry of Linings, and Relevant Quantities for Design

Figura 10. Schema geometrico delle protezioni di fondo [da Fiorotto e Rinaldo, 1992].

Motivazioni di natura economica e di inserimento ambientale hanno tuttavia suggerito di realizzare la superficie della corazzatura mediante blocchi ciclopici in roccia intasati negli interstizi con calcestruzzo, aventi uno spessore medio pari a $S'=1.5$ m. Tali blocchi sono stati convenientemente ancorati al sottostante zatterone in calcestruzzo, di spessore medio risultante pari a $S''=S-S'=2.5$ m, mediante barre in acciaio FeB44k di idoneo diametro. A tale proposito il dimensionamento dell'ancoraggio è stato effettuato sulla base delle analisi condotte da Fiorotto e Salandin [13]. Inizialmente, fissato il peso specifico dello strato di blocchi rocciosi in $\gamma_r=26.5$ kN/m³, è stata stimata la quota parte di pressione fluttuante bilanciata dal peso proprio dello strato di massi, mediante la

$$p'_r = S' \cdot \left(\frac{\gamma_r - \gamma_w}{2 \cdot \Omega} \right) = 25.05 \text{ kPa} . \quad (18)$$

Supponendo poi che i massi rocciosi presentino una sezione trasversale media unitaria, $A_r=1\text{m}^2$, e che ogni massa venga solidarizzato alla zattera in calcestruzzo mediante una unica barra in acciaio, si è dedotta la forza assiale di competenza ad ogni barra mediante la

$$F_d = (p'_{\max} - p'_r) \cdot A_r = 35.75 \text{ kN} , \quad (19)$$

ed infine, adottando una tensione di lavoro delle barre f_s di 200'000 kPa, la sezione di acciaio della barra

$$A_{st,req} = F_d / f_s = 179 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}^2} . \quad (20)$$

Cautelativamente, al fine di considerare le inevitabili incertezze di modellazione della realtà fisica del problema, si è adottato in via definitiva un diametro di progetto delle barre di ancoraggio pari a 26 mm, corrispondente ad una sezione $A_{st,prov}=531 \text{ mm}^2$.

2.3. La progettazione strutturale dell'intervento

L'analisi strutturale degli interventi in progetto è stata condotta secondo il metodo semiprobabilistico degli stati limite (*limit state design*), ed ha interessato sia i denti frangiflutto e la relativa cordolatura di fondazione, sia il setto di placcaggio posto alla base della traversa (cfr. Fig. 11).

Per quanto attiene ai denti frangiflutto, la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione strutturali è stata sviluppata con riferimento alla situazione idrometrica ed idrodinamica che si instaura ai piedi della briglia in occasione dello smaltimento della portata di progetto Q_d , come delineato in un precedente paragrafo. Trascurando il peso proprio strutturale, tali elementi risultano sollecitati a flessione a causa dell'impatto dei deflussi di piena, i quali producono sugli stessi una pressione proporzionale alla velocità v_1 posseduta dalla corrente al piede del salto ed alla densità di massa dell'acqua ρ_w . Considerando un fattore parziale di combinazione allo stato limite ultimo $\gamma_q=1.5$, la pressione di calcolo p_d agente sull'intera superficie verticale di ogni dente è stata calcolata mediante la

$$p_d = \gamma_q \cdot (v_1^2 \cdot \rho_w) . \quad (21)$$

Al fine di determinare lo sforzo di trazione a cui sono sottoposti gli ancoraggi della cordolatura di fondazione dei denti, nonché la pressione ultima attesa sul piano roccioso di fondazione, si è assimilata la sezione di base del cordolo ad una sezione in c.a. a comportamento elastico lineare, soggetta al momento flettente per unità di lunghezza indotto dalla pressione della corrente di piena sui denti. Tale assunzione può considerarsi sommato ragionevole poiché il cordolo è stato impostato su di un ammasso roccioso arenaceo di buone caratteristiche geomeccaniche, classificato come

“buono” secondo Bieniawski, con un indice RMR pari a 64 e una costante empirica relativa a tipo e qualità della roccia pari a $s=0.00293$ [14]. Le prove di resistenza a compressione monoassiale eseguite in laboratorio su provini estratti in due stazioni geomeccaniche eseguite nella forra hanno fornito valori di resistenza piuttosto elevati, pari a 90 e 147 MPa, con un valore medio tra le due determinazioni pari a $\sigma_{u[r]}=119$ MPa. In base a tale valore di resistenza è stato possibile determinare la resistenza a compressione dell’ammasso roccioso [15], risultata superiore a quella trasmessa dalle fondazioni, secondo la relazione seguente

$$\sigma_{u[m]}=(s \cdot \sigma_{u[r]})^{2,05}=6.44 \text{ MPa.} \quad (22)$$

Con riferimento infine alla verifiche di resistenza eseguite sui denti frangiflutto, esse sono state effettuate sulla sezione di base ed a mezza altezza degli elementi strutturali, ed hanno interessato le sollecitazioni di flessione semplice e taglio allo stato limite ultimo (SLU).

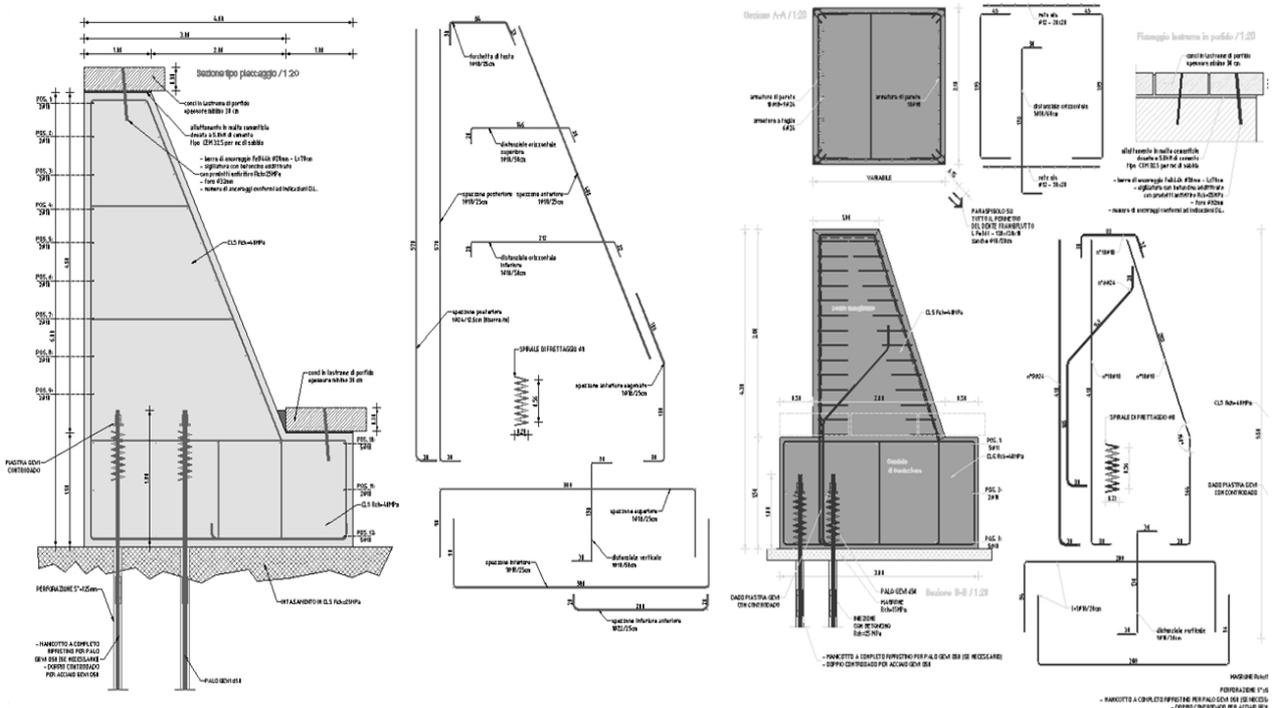


Figura 11. Dettagli dell’armatura strutturale. In grigio scuro le sezioni longitudinale e trasversale di un dente frangiflutto, in colore chiaro la sezione tipo del setto di placcaggio.

L’analisi strutturale del setto di placcaggio ha previsto l’esame di due distinti scenari, in cui si è provveduto a “disaccoppiare” le azioni eccezionali “sisma” e “piena fluviale” ipotizzando ragionevolmente per esse una contemporaneità nulla.

Nel primo scenario esaminato si è assunto uno stato di magra della corrente fluviale, definendo un tirante idrico a quota praticamente coincidente con il piano di gaveta. In tale caso si è considerata nelle analisi una azione sismica coerente con la normativa vigente [16], calcolando la spinta delle terre secondo la teoria statico-equivalente di Mononobe-Okabe [17] [18] e la sovrappressione dovuta all’acqua secondo quanto previsto da Westergaard [19].

Nel secondo scenario la struttura è stata analizzata durante le condizioni di smaltimento della piena di progetto Q_d , pertanto con livello delle acque a quota +4.25 m dal piano gaveta e relativa altezza coniugata y_1 a valle del salto (cfr. Fig. 7).

Le condizioni di stato limite ultimo esaminate in entrambi gli scenari hanno riguardato il collasso per slittamento sul piano di base, per ribaltamento e per rottura generale del piano di fondazione. Per quanto attiene alla verifica a slittamento, essa è consistita nel verificare che la pressione di

contrasto indotta sul fianco della fondazione del setto si mantenesse ad un valore sopportabile dallo spessore caricato di corazzatura del bacino di dissipazione, mentre, per quanto attiene al collasso per ribaltamento, come già illustrato, si è ritenuto necessario contrastare l'azione ribaltante mediante la messa in opera di ancoraggi verticali in trazione tipo Gewi[®], localizzati in prossimità del lato di monte della fondazione.

Con riferimento inoltre al collasso per perdita di stabilità generale dell'opera, la particolare modalità costruttiva del bacino di dissipazione al piede del salto (zatterone corazzato) ha consentito di considerare non plausibile la attivazione di tale stato limite ultimo. La relativa verifica è stata pertanto omessa.

Infine, per quanto riguarda le principali verifiche di resistenza condotte, esse hanno riguardato le verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo del setto di base, e la verifica allo stato limite ultimo della mensola tozza costituente lo sporto anteriore di fondazione, mediante studio del meccanismo tirante-puntone attivato dalla massima pressione di contatto al piede del setto.

3. L'esecuzione dei lavori

I lavori, appaltati all'impresa di costruzioni I.CO.P. di Basiliano (UD), hanno avuto inizio nel settembre 2006 e a tutt'oggi, data di chiusura della presente memoria (fine settembre 2007), sono ancora in corso di svolgimento.



Figura 12. Ripristino del corpo dell'opera e costruzione del cordolo di protezione posteriore.

La logistica del cantiere si è dimostrata da subito piuttosto complessa, tant'è che, al fine di incrementare le condizioni di sicurezza per le maestranze, si è preferito rilocalizzare l'accesso principale, originariamente previsto lungo il rio San Rocco (cfr. Fig. 1). In sua sostituzione è stata temporaneamente tracciata una pista di servizio raggiungente la briglia da valle del cimitero, secondo un tracciato più agevole e protetto interessando entrambe le sponde del fiume Fella. Completata la viabilità di servizio è stato possibile effettuare la messa in asciutta del manufatto, inalveando i deflussi nella galleria rocciosa preesistente in sponda sinistra (galleria di by-pass) e incanalandoli in aderenza al versante a valle del salto (cfr. Fig. 15). Successivamente si è proceduto al risanamento strutturale del corpo, al ripristino della gaveta di sfioro, all'intasamento con calcestruzzo pompato delle cavità rivenute al disotto del manufatto (cfr. Fig. 12) e alla realizzazione dello zatterone corazzato al piede dell'opera.



Figura 13. Fasi di realizzazione degli ancoraggi di fondazione. A sinistra perforazione in roccia con martello fondo-foro di diametro 140mm, a sinistra le barre di armatura dei micropali Gewi® d50 mm.



Figura 14. Dispositivo di prova dei tiranti, con martinetto cilindrico utilizzato in modalità “a spinta”, flessimetri centesimali per il controllo delle deformazioni e piastra nervata basale di contrasto.

La costruzione del setto di placcaggio e dei denti frangiflutto ha avuto inizio con la perforazione e successiva iniezione dei micropali di ancoraggio, a metà gennaio 2007 (cfr. Fig. 13).

Successivamente si sono condotte, in data 2 febbraio 2007, due prove di accettazione degli ancoraggi realizzati, una relativa alle fondazioni del setto, una relativa alle fondazioni dei denti, finalizzate a verificare l' idoneità all'assorbimento dei carichi di progetto ed a studiare il comportamento deformativo strutturale fino al carico di prova, accertando nel contempo la presenza di residui di deformazione a scarico avvenuto (cfr. Fig. 14). Con riferimento ai test effettuati va osservato che la delicata ed impegnativa logistica del cantiere ha consigliato di non attendere, per l'esecuzione delle prove, la completa maturazione delle iniezioni dei tiranti fino ai "canonici" 28 giorni, al fine di proseguire celermente con le successive lavorazioni ed abbandonare il più presto possibile la pericolosa zona al piede della briglia, posta circa 10 metri al disotto del naturale piano di sfioro delle acque. A tale scopo, anziché testare gli ancoraggi nei confronti del carico limite ultimo (SLU), si sono applicati carichi di prova corrispondenti ai carichi dello stato limite di esercizio (SLE), incrementati del 20 %.

Durante le prove, effettuate secondo le indicazioni della norma EN 1537 [20], non si sono verificate improvvise variazioni di allungamento sotto carico costante. I livelli di allungamento si sono mantenuti sensibilmente costanti ad ogni livello di carico, a conferma della buona esecuzione degli elementi costruttivi e dell'adeguatezza delle assunzioni di calcolo. Nel caso del tirante appartenente alla fondazione del setto di placcaggio, esso è stato testato all'87 % del carico SLU, producendo un allungamento massimo di circa 6 mm e un residuo allo scarico di circa 0.7 mm. Con riferimento invece al tirante appartenente alla fondazione dei denti frangiflutto, il carico di prova ha raggiunto l'86 % del carico SLU, l'allungamento massimo è stato di 1.4 mm e il residuo allo scarico di circa 0.4 mm.

Terminate le opere di ancoraggio del setto di placcaggio e dei denti frangiflutto, queste ultime realizzate limitatamente al tratto in cui il cordolo di fondazione dei denti non interagisce con i deflussi provenienti dalla galleria di by-pass, si è proceduto al completamento del setto di placcaggio (cfr. Figg. 15 e 16) e alla costruzione di tre dei cinque denti frangiflutto previsti (cfr. Fig. 17).



Figura 15. Fasi di lavorazione. In evidenza la galleria di by-pass.



Figura 16. Intervento sulla briglia completato.



Figura 17. Fasi di costruzione dei denti frangiflutto.

Successivamente si è chiusa la galleria di by-pass e si è definitivamente riaperta ai deflussi la gaveta della briglia. Ciò ha consentito, non senza serie difficoltà a mantenere i deflussi a valle del salto incanalati in dx. tra i denti frangiflutto già realizzati, di terminare la costruzione del bacino di dissipazione nel tratto a valle dello sbocco della galleria (cfr. Figg. 15 e 18), formando lo zatterone basale in calcestruzzo e procedendo alla successiva sovrastante corazzatura in massi ancorati.



Figura 18. Fasi di completamento del bacino di dissipazione. In alto il getto in immersione dello zatterone in calcestruzzo, in basso a sinistra l'intasamento degli interstizi tra i massi formanti la corazzatura, in basso a destra la perforazione degli ancoraggi dei massi.

Questo quanto realizzato a tutto settembre 2007, data di chiusura della presente memoria. Il completamento dei lavori in progetto prevederà, a breve, la conclusiva realizzazione dei due denti frangiflutto mancanti in sinistra orografica.

4. Conclusioni

Con la presente memoria si sono brevemente illustrati l'approccio progettuale ed i successivi lavori di consolidamento di una opera idraulica localizzata in zona montana, gravemente danneggiata da un recente evento alluvionale.

L'esperienza maturata in proposito consente di suggerire estrema cautela nell'affrontare un problema ingegneristico di questo tipo, e di fatto "obbliga" il progettista ad analizzare e riflettere

preliminarmente, con il medesimo grado di approfondimento, sia sulla logistica del sito di cantiere, sia sulle motivazioni scientifiche alla base dei danni strutturali ed eventualmente del fallimento di precedenti interventi riparatori.

Solo una volta acquisito tale quadro conoscitivo diviene allora possibile definire compiutamente lo specifico intervento progettuale, il quale, non va dimenticato, è condizionato in misura sensibile da dimensioni e potenza delle macchine operatrici che sono abilitate a raggiungere, in condizioni di adeguata sicurezza, il luogo di cantiere. In altre parole, in ambiente montano la migliore soluzione ingegneristica possibile, quella più idonea al caso affrontato, può non dover essere sempre quella tecnologicamente più avanzata, bensì “solamente” quella più agevolmente cantierabile.

Riferimenti bibliografici

- [1] Stefanelli S., Il Monitoraggio dei Dissesti in Val Canale e Canale del Ferro, *Rassegna Tecnica del Friuli Venezia Giulia*, anno LIV, 5, 10-15, 2003.
- [2] Stefanini S., *Le Opere di Sistemazione Idraulico-Forestale nei Bacini Imbriferi del F. Fella e del T. Slizza*, Regione Autonoma Friuli – Venezia Giulia, Comunità Montana Canal del Ferro – Val Canale, 117pp., 1980.
- [3] Beven K. J., Kirkby M. J., A physically based variable contributing area model of basin hydrology. *Hydrol. Sci. Bull.*, 24(1), 43-69, 1979.
- [4] IDROSTUDI S.r.l., Determinazione delle onde di piena del fiume Fella in corrispondenza di n°6 sezioni ottenute per diversi tempi di ritorno e condizioni iniziali di saturazione del terreno, Unpublished report, Trieste, 59pp., agosto 2004.
- [5] Costa J.E., Fleischer P.J., *Developments and Applications of Geomorphology*, Springer Verlag, 304-305, 1984.
- [6] Rouse H., Discharge characteristics of the free overfall, *Civil Engineering*, vol.6, n°7, 257-260, 1936.
- [7] Rand W., Flow geometry at straight drop spillways, *Proceedings of American Society of Civil Engineers*, paper 791, vol.81, 1-13, September, 1955.
- [8] United States Bureau of Reclamation, *Design of small dams*, Water Resources Technical Publications, Washington, 1977.
- [9] Fiorotto V., Rinaldo A., Fluctuating uplift and lining design in spillway stilling basin, *Journal of Hydraulic Engineering*, 118, 4, 578-596, 1992.
- [10] Toso J. W., Bowers C.E., Extreme pressures in hydraulic jump stilling basins, *Journal of Hydraulic Engineering*, 114, 8, 829-843, 1988.
- [11] Sanchez Bribiesca J.S., Viscaino A. C., Turbulent effects on the lining of stilling basins. *ICOLD*, 11th Congress, Madrid, Q41, vol.2, 1973.
- [12] Bowers C.E., Toso J. W., Karnafuli project, model studies of spillway damage, *Journal of Hydraulic Engineering*, 114, 5, 1988.
- [13] Fiorotto V., Salandin P., Design of anchored slabs in spillway stilling basins, *Journal of Hydraulic Engineering*, 126, 7, 502-512, 2000.
- [14] Hoek E., The Hoek-Brown failure criterion—a 1988 update. 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, Toronto, Canada, 1988.
- [15] Wyllie D.C., *Foundations on Rock*, Chapman & Hall, London, 333pp., 1992.
- [16] O.P.C.M. 3274., *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*, Roma, 2003.
- [17] Mononobe N., Matsuo H., On the determination of earth pressure during earthquake, *Proc. World Engng Congress*, 9, 177-185, 1929.
- [18] Okabe S., General theory of earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam, *Journal Japan Civ. Engng Soc.*, 10, n°6, December, 1924.
- [19] Westergaard H. M., Water Pressures on Dams During Earthquakes, *Trans. ASCE*, vol. 98, 1933.
- [20] UNI EN 1537, *Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Tiranti di Ancoraggio*, Giugno 2002.