

# IMPIANTI IDROELETTRICI IN TERRITORI MONTANI

### Memorie di approfondimento



### **Autori**

Giancarlo CHIESA Krishna GODI Paolo MARCUCCI Filippo MIOTTO Marco POZZOLI Anna REALINI Fabio VILLA

### **Curatore dell'opera**

Filippo MIOTTO

### **ARS.UNI.VCO**

Associazione per lo sviluppo della cultura, degli studi universitari e della ricerca nel Verbano Cusio Ossola

ISBN 9788898357024

In copertina: Vista del Lago di Morasco – Val Formazza – foto di Andrea Cottini.

Il presente Volume è redatto esclusivamente in formato elettronico, ed è scaricabile **gratuitamente** direttamente dal sito dell'Associazione ARS.UNI.VCO, <u>www.univco.it</u>





Domodossola, Ottobre 2014.

Questa pubblicazione è frutto e risultato di un progetto che prende avvio nel mese di gennaio 2013, nel momento in cui si iniziò a strutturare l'ipotesi di proporre al territorio del Verbano Cusio Ossola un seminario in tema di idroelettrico, che approfondisse gli aspetti di questa energia rinnovabile che su questo territorio montano ha avuto negli anni le espressioni più importanti di utilizzo e di sfruttamento.

Da un lato, uno studio predisposto dalla Provincia VCO aveva infatti evidenziato come ci fossero ancora molte possibilità di sfruttamento, dall'altro la presentazione di numerose richieste di concessioni di derivazioni andavano considerate nel loro insieme anche sotto l'aspetto ambientale e della tutela del territorio.

Ne seguirono un seminario a Verbania nel mese di settembre 2013, molto partecipato, ed un corso di specializzazione ad ottobre 2013 che, al proprio interno, ha consentito alle diverse anime dell'Idroelettrico, ivi presenti tra docenti e discenti, di confrontarsi, di discutere e di valutare aspetti anche marginali, ma di rilievo su questa tematica.

Questa pubblicazione è il frutto finale di tutto questo lavoro che alcuni partecipanti al corso hanno deciso di voler approfondire, declinandolo ciascuno per gli aspetti di maggiore interesse, sotto la direzione dell'Ing. Filippo Miotto, che, con l'occasione, ringrazio per la per la conduzione particolarmente attenta ed intelligente del corso.

Buona lettura,

Il Presidente ARS.UNI.VCO

dott. Giulio Gasparini





### IMPIANTI IDROELETTRICI IN TERRITORI MONTANI

### Memorie di approfondimento

### **INDICE**

F. Miotto
Presentazione della raccolta
K. Godi
Impianti idroelettrici con pompaggio. Principi di funzionamento e potenzialità per nuove installazioni
M. Pozzoli
Valutazione della Curva di Durata del Torrente Anza chiuso a Macugnaga
A. Realini
Analisi dell'impatto ambientale di impianti idroelettrici tramite la metodologia LCA
G. Chiesa
Valutazione delle perdite di carico globali all'interno della condotta forzata di un impianto idroelettrico esistente
F. Miotto
Dimensionamento di una presa a trappola
P. Marcucci
Idraulica fluviale. Effetto di una traversa in un corso d'acqua
F. Villa
Tipologie di paratoie e sgrigliatori83





### Presentazione della raccolta.

La continua richiesta di energia a livello mondiale ha portato alla ricerca e diffusione sempre più massiccia di impianti atti alla produzione di energia. La crescita dell'inquinamento, unitamente alla continua riduzione delle fonti energetiche fossili tradizionali, ha spostato sempre più l'attenzione e la richiesta verso gli impianti alimentati dalle fonti rinnovabili, ritenuti ad impatto ridotto rispetto agli impianti alimentati da fonti tradizionali.

L'acqua, in particolare, è stata da sempre utilizzata come fonte energetica grazie anche alle sue capacità di stoccaggio e di approvvigionamento, particolarmente favorite in alcune parti del mondo. Risulta così curioso notare l'evolversi storico degli impianti che utilizzano l'acqua come fonte energetica.

Le prime applicazioni risultano infatti essere state principalmente i mulini destinati sia alla macinazione delle derrate alimentari sia alla movimentazione di magli nelle prime officine. Gli impianti erano quindi per lo più di ridotte dimensioni ed ampiamente diffusi sul territorio, sia di pianura che di montagna. Ovunque ci fosse un rio od un canale e la possibilità di utilizzare o realizzare anche un piccolo salto, poteva essere edificato il mulino o l'officina.



Con il passare degli anni e con la continua richiesta di energia, soprattutto in epoche moderne con l'arrivo dell'elettricità, l'acqua ha trovato poi applicazione come fonte energetica negli impianti idroelettrici. La tendenza è stata così quella di creare impianti sempre più grandi con impatti notevoli e spesso indiscriminati sul territorio. Recentemente, soprattutto a causa della ridotta disponibilità di siti idonei agli impianti idroelettrici, ormai occupati dai grandi impianti, si è iniziato invece a riscoprire il piccolo impianto.

Purtroppo, a causa dell'uso indiscriminato della risorsa fatto nel passato, quando ancora l'attenzione verso l'ambiente era minima, è sorta tra la popolazione l'idea che l'impianto idroelettrico è qualcosa che in ogni modo devasta il territorio, sfruttando il bene acqua a svantaggio dell'ambiente e della società. Tale sensazione, molte volte giustificata, si avverte soprattutto nei territori di montagna, aree che per la loro conformazione orografica si prestano molto bene alle esigenze degli impianti idroelettrici.

A questo punto rimangono aperte più questioni rilevanti. Innanzitutto bisogna chiedersi se i territori di montagna offrono ancora opportunità per la realizzazione di impianti idroelettrici e come questi devono essere realizzati. La risposta a questo quesito deve necessariamente andare oltre ai tradizionali criteri di valutazione tecnico-economica adottati in questi casi. La corretta progettazione e realizzazione di un impianto deve necessariamente tenere in considerazione aspetti di tipo ambientale e sociale. Un buon impianto deve essere infatti in grado di portare benefici ambientali e sociali anche locali, non solo a scala globale. La sua realizzazione non deve alterare in modo incontrollato il territorio, ma anzi dovrebbe valorizzarlo.

Ogni nuovo impianto deve tenere in considerazione innanzitutto il contesto territoriale in cui si sviluppa, sia sotto l'aspetto economico, sia sociale sia ambientale. Con i dovuti accorgimenti può così essere realizzato un impianto ad impatto ridotto. Pensare infatti che un impianto idroelettrico, come del resto qualsiasi opera realizzata dall'uomo, sia ad impatto ambientale nullo è completamente sbagliato. È possibile però, con i dovuti accorgimenti e le giuste tecnologie, realizzare impianti che minimizzano l'impatto sul territorio e che, oltretutto, riescano anche a portare benefici indiretti all'area su cui insistono.

Un primo dibattito sull'importanza di indagare l'effettivo beneficio, in termini politici, tecnici, sociali ed ambientali, di un corretto sviluppo degli impianti alimentati da fonti rinnovabili è stata compresa e promossa dall'Associazione ARS.UNI.VCO ormai da anni. Questo percorso è iniziato nell'ottobre 2011 con il seminario "Energia ed ambiente nel VCO" in cui veniva data la possibilità a relatori e studiosi delle materie energia ed ambiente di illustrare, ragionare e condividere idee e progetti futuri per la ricerca di fonti di energia nel contesto del territorio alpino.



Nel settembre 2013 con il seminario dal titolo "Idroelettrico: risorsa per il territorio?" venivano messi a confronto diversi punti di vista in materia di idroelettrico in territori di montagna, cercando di capire se questa fonte di energia rappresentasse un beneficio per il territorio, non solo dal punto di vista energetico, ma anche ambientale e sociale.

Successivamente al seminario del 2013 è stato poi realizzato un corso di specializzazione dal titolo "Impianti idroelettrici in territori montani" fornendo ai futuri tecnici del settore competenze non solo sugli aspetti ingegneristici, ma soprattutto sulle ricadute e sugli aspetti ambientali e sociali di questa tipologia di impianti. Il corso, strutturato per 35 ore di didattica frontale, prevedeva al suo interno 8 ore dedicate esclusivamente alla valutazione dell'impatto ambientale e ai metodi per ridurre gli effetti dovuti alla presenza di un impianto. A queste si devono aggiungere altre 8 ore dedicate alle ricadute ambientali, sociali ed economiche dovute alla presenza o realizzazione di un impianto idroelettrico.

Alla conclusione del corso è stata data la possibilità ai partecipanti di realizzare una ricerca a carattere tecnico-scientifico su aspetti del corso a loro più vicini. Il livello della ricerca è stato così diviso in due livelli. Ad un primo livello sono stati preparati dei brevi lavori presentati in un incontro appositamente realizzato alla fine del corso. Ad un secondo livello, a cui hanno partecipato pochi iscritti, sono state redatte delle memorie in cui venivano affrontati temi specifici legati agli impianti idroelettrici.

Quanto è riportato nel seguito rappresenta così la raccolta ufficiale dei lavori sotto forma di memoria elaborati dai corsisti.

In totale sono disponibili 7 lavori che trattano argomenti molto diversi e che permettono, seppur nella loro brevità, di fornire un contributo tecnico-specialistico a chi deve affrontare un impianto idroelettrico.

L'ordine con cui sono presentate le memorie vuole essere idealmente il percorso di approccio alla progettazione di un impianto idroelettrico, passando dagli aspetti più generali a quelli più di dettaglio, fino a quelli operativi.

La prima memoria indaga a livello generale gli impianti idroelettrici, focalizzando l'attenzione sugli impianti dotati anche di sistemi di pompaggio. La particolarità di questi impianti è di avere due bacini di accumulo, uno a monte e uno a valle dell'impianto di produzione. Nei momenti di richiesta di energia l'acqua viene turbinata portando al progressivo svuotamento del bacino di monte a favore del bacino di valle. Durante i momenti di surplus di energia sulla rete una stazione di pompaggio,



alloggiata in corrispondenza dell'impianto di produzione, permette di assorbire tale surplus trasferendo l'acqua dal bacino di valle a quello di monte, utilizzando quindi l'acqua come vettore energetico. (Godi K., Impianti idroelettrici con pompaggio. Principi di funzionamento e potenzialità per nuove installazioni.)

La seconda memoria vuole indagare le procedure per la valutazione della risorsa idrica disponibile. Per una valutazione speditiva in siti non strumentati sono disponibili varie metodologie di tipo regionale proposte da enti competenti in materia. Queste procedure a livello regionale forniscono così degli andamenti medi della risorsa, basandosi su dati non sempre aggiornati e non caratterizzanti le peculiarità spaziali e temporali di una determinata zona di interesse. Nel lavoro si mostrano così gli scostamenti esistenti tra i risultati ottenuti applicando una formula di tipo regionale e le analisi delle serie storiche (precipitazioni e portate) più recenti registrate in un piccolo bacino di montagna. (*Pozzoli M., Valutazione della Curva di Durata del Torrente Anza chiuso a Macugnaga.*)

La terza memoria indaga gli aspetti critici dello studio dell'impatto ambientale da fonte idroelettrica attraverso la metodologia LCA, che prevede la valutazione dei flussi fisici entranti nel/uscenti dal sistema dalla fase di progetto a quella di smantellamento. Dopo una breve descrizione della metodologia LCA, vengono approfondite le peculiarità della LCA applicata agli impianti idroelettrici, con focus sulla stima dei parametri di inquinamento ambientale e di alterazione biologica e morfologica. (Realini A., Analisi dell'impatto ambientale di impianti idroelettrici tramite la metodologia LCA.)

La quarta memoria entra nel dettaglio della progettazione di un impianto. Partendo dall'analisi di un impianto esistente viene ripercorsa la metodologia di calcolo che porta alla valutazione di dettaglio delle perdite di carico in un impianto, al fine di valutare gli eventuali effetti dovuti all'ammodernamento dell'impianto portano dei benefici alla produttività dell'impianto stesso. La memoria ripercorre quindi passo dopo passo l'analisi idraulica da effettuare per la valutazione del carico utile alla macchina. (Chiesa G., Valutazione delle perdite di carico globali all'interno della condotta forzata di un impianto idroelettrico esistente.)

La quinta memoria entra ancora più nello specifico occupandosi di un particolare tipo di presa, definita a trappola. Questa opera di presa consiste in una griglia posta trasversalmente all'alveo su cui scorre l'acqua presente nel corso d'acqua. Parte dell'acqua in transito sopra la griglia viene intercettata

Impianti idroelettrici in territori montani Memorie di approfondimento IRLAND)

e deviata verso un canale sottostante che le porta poi all'impianto idroelettrico. Il dimensionamento di questa opera è fatto utilizzando semplici formule che riassumono in realtà un fenomeno piuttosto

complesso a cui devono essere applicate semplificazioni del processo fisico anche importanti. La

memoria ripercorre così gli aspetti idraulici caratterizzanti questa tipologia di derivazione fornendo le

relazioni per effettuare il corretto dimensionamento dell'opera e comprendere tutte le sue peculiarità.

(Miotto F., Dimensionamento di una presa a trappola.)

La sesta memoria descrive l'effetto di una traversa fluviale sui profili della corrente. Il caso

studio è rappresentato da una traversa esistente, localizzata nel Verbano, che è stata analizzata

nell'ipotesi di realizzare, in prossimità ad essa, un impianto idroelettrico. Tramite l'ausilio del

software USACE HEC-RAS sono state valutate le modifiche ai profili della corrente determinati dalla

ipotetica realizzazione di un impianto. Sono così descritte la procedura e le ipotesi fatte, oltre a

proporre i principali risultati ottenuti. (Marcucci P., Idraulica fluviale. Effetto di una traversa in un

corso d'acqua.)

La settima memoria, molto specifica, presenta le diverse tipologie di paratoie e di sgrigliatori

adottabili in un impianto idroelettrico ed in campo irriguo. Non bisogna dimenticare, infatti, che i

dispositivi di chiusura e di regolazione delle portate garantiscono il funzionamento dell'impianto ed

una sua corretta gestione e manutenzione. La scelta di una tipologia di sgrigliatore e di paratoia

dipende da vari fattori caratterizzanti l'impianto e deve essere fatta su consiglio di personale esperto.

La loro corretta scelta garantisce così ottimi risultati in fase di esercizio. (Villa F., Tipologie di

paratoie e sgrigliatori.)

Filippo Miotto

Domodossola, Ottobre 2014.

13





## Impianti idroelettrici con pompaggio. Principi di funzionamento e potenzialità per nuove installazioni.

### K. Godi (1)

(1) Baboo Energy Service Company, Omegna (VB)

krishna.godi83@arteitaly.com

Impianti idroelettrici con pompaggio. Questa tipologia di impianti di produzione di energia elettrica, dotati di una pompa idraulica in grado di riportare a monte l'intera massa idrica turbinata e dotati di un doppio bacino di accumulo, grazie alla propria funzionalità è adatta ad essere paragonata con i moderni sistemi di accumulo di energia, piuttosto che ad impianti di vera generazione di energia. I benefici portati dalle sue applicazioni sono molteplici, così come lo sono le importanti potenzialità di realizzazione di nuove centrali e di trasformazione di centrali idroelettriche esistenti di tipo tradizionale.

#### Introduzione.

Ad oggi, la ricerca di sistemi sostenibili per la produzione e la gestione dell'energia elettrica, viene incalzata non soltanto dalla costante necessità di una maggiore tutela ambientale, ma anche dalla quotidiana sfida per l'indipendenza economica di Paesi sviluppati come l'Italia. Infatti, non è una novità se l'aumento dei costi d'importazione di risorse quali petrolio e gas, provenienti soprattutto dalle coste africane e dal Medio Oriente, influenzano non di poco la crescita economica della Nazione (nonché di tutto il continente europeo). E' per queste ragioni che anche il settore idroelettrico, forte di un esperienza centennale ed una tecnologia ormai matura, non rimane mai fermo.

Per meglio valorizzare una parte dell'enorme panorama ingegneristico del settore, in questa sede, verrà trattata solamente una tipologia di installazioni, ovvero gli impianti idroelettrici con pompaggio, spiegandone così il funzionamento, i vantaggi portati dal suo utilizzo ed alcune problematiche legate alla realizzazione di nuove opere.

### 1. Costituzione di un impianto idroelettrico con pompaggio.

Un impianto idroelettrico con pompaggio è una particolare tipologia di impianto di produzione di energia elettrica che, a differenza degli impianti di tipo tradizionale ad accumulo, oltre alla turbina idroelettrica è dotato anche di una pompa idraulica che permette di riportare a monte l'acqua precedentemente turbinata. Altra prerogativa degli impianti con pompaggio è la dotazione di un vaso di accumulo a valle, utilizzato per mantenere a disposizione una quantità d'acqua sufficiente per poter nuovamente riempire, a richiesta, il vaso di accumulo a monte. Grazie a tale dote, gli impianti con pompaggio idroelettrico hanno a propria disposizione una fonte idrica praticamente inesauribile che permette di generare energia elettrica esattamente quando è richiesta; infatti, essendo chiuso il ciclo di generazione/pompaggio, vi è la necessità di reintegrare solo le perdite date dall'evaporazione.

Tecnicamente i gruppi di generazione/pompaggio possono essere realizzati con tre tipologie impiantistiche differenti:

- gruppi binari, composti da una turbina/pompa di tipo Francis reversibile e da un motore elettrico sincrono funzionante anche come alternatore;
- gruppi ternari, composti da una turbina ed una pompa idraulica separate ma accoppiate alla medesima macchina sincrona funzionante da alternatore durante la fase di generazione e da motore durante la fase di pompaggio;
- gruppi quaternari, composti da un gruppo con turbina ed alternatore per la fase di generazione ed un gruppo con pompa

idraulica e motore elettrico per la fase di pompaggio.

Generalmente questa tipologia di impianti trova installazione in siti ove sia già presente, a monte o a valle, almeno un bacino di accumulo idrico di origine naturale oppure artificiale; inoltre, la conformazione morfologica del territorio deve presentare grandi dislivelli, per permettere di beneficiare di elevati salti geodetici.

### 2. Paragone con le altre tipologie di impianti idroelettrici.

Gli impianti idroelettrici possono essere raggruppati nelle seguenti principali categorie: impianti ad acqua fluente, impianti con accumulo ed impianti con accumulo e pompaggio. Gli impianti ad acqua fluente sfruttano il flusso d'acqua di fiumi e torrenti, non hanno alcun tipo di accumulo e il loro funzionamento è fortemente condizionato dalla disponibilità della risorsa idrica e quindi dalle precipitazioni atmosferiche. Gli impianti con accumulo sono sempre condizionati dalla precipitazioni atmosferiche, ma la dotazione di un accumulo permette di avere una maggiore autonomia e permette di utilizzare la risorsa idrica accumulata quando vi è maggiore convenienza o richiesta di energia elettrica. Gli impianti con accumulo e pompaggio, grazie al sistema di pompaggio idraulico progettato e dimensionato per riportare a richiesta l'intera massa idrica nel bacino a monte, non sono condizionati dalle precipitazioni atmosferiche e possono fruire della risorsa idrica quando vi è occorrenza.

### 3. L'uso come sistema di accumulo di energia.

Com'è noto, l'energia elettrica non può essere accumulata nella sua forma di moto di cariche elettriche, di conseguenza ove vi è necessità di un accumulo di energia questa viene sempre immagazzinata sotto un'altra forma: per esempio energia chimica nelle batterie, energia cinetica nei volani dei flywheel energy storage, energia termica nelle miscele a sali fusi degli impianti solari a concentrazione, energia potenziale nei vasi di accumulo degli impianti idroelettrici; in seguito, a richiesta, l'energia accumulata viene trasformata in energia elettrica.

Allo stato attuale, l'impianto idroelettrico con pompaggio è il sistema che permette di accumulare la più grande quantità di energia possibile se confrontato con le altre tecnologie disponibili; inoltre, ulteriori doti sono il tempo di avvio relativamente rapido, il buon rendimento complessivo del sistema, la longevità estremamente lunga dell'impianto e la bassa richiesta di manutenzione.

Inoltre, un impianto idroelettrico con pompaggio non può essere considerato a tutti gli effetti un sistema di generazione di energia elettrica, poiché consuma una quantità di energia maggiore di quella che può produrre. Nella fase di pompaggio la massa idrica viene trasportata nel vaso di accumulo superiore vincendo la forza di gravità: questo comporta un notevole consumo di energia elettrica, superiore all'energia generabile turbinando la medesima massa idrica; questa differenza è causata dal prodotto dei rendimenti dei vari gruppi con cui viene realizzato un ciclo completo, principalmente il gruppo motorepompa, quello turbina-generatore e il sistema di distribuzione del fluido ovvero la condotta forzata. Generalmente, il rendimento complessivo dei moderni impianti con pompaggio, raggiunge il 70%: ad esempio, per ogni 10 kWh accumulati, possono esserne recuperati solo fino a 7. Per questo motivo questa tipologia di impianti non può essere paragonata con sistemi di generazione di energia elettrica, ma diventa altamente competitiva se paragonata con sistemi di accumulo energetico.

### 4. I vantaggi apportati dal suo utilizzo.

Sono essenzialmente due i principali vantaggi apportati dall'installazione di un impianto con pompaggio idroelettrico o dalla trasformazione di un impianto esistente: il primo, di carattere tecnico, consiste nell'ausilio all'equilibrio del sistema elettrico nazionale; il secondo, di carattere meramente economico, è dato dal ricavo ottenuto grazie alla differenza tra il valore dell'energia comprata e quello dell'energia venduta.

Durante le ore diurne, esistono particolari fasce orarie in cui la richiesta di energia è superiore alla produzione massima disponibile ovvero il mix della produzione delle centrali termoelettriche, la produzione da fonti rinnovabili (idroelettrico a acqua fluente, fotovoltaico, eolico, ecc.) e l'energia acquistata dall'estero. Per garantire il corretto funzionamento della rete, il controllo delle tensioni in particolari aree del sistema elettrico ed evitare pericolosi black-out, in questi determinati momenti vengono avviati gli impianti idroelettrici ad accumulo, tra cui quelli ad accumulo con pompaggio che, avendo ricaricato la propria riserva idrica

durante la notte, nel momento della richiesta sono sempre in grado di erogare una considerevole quantità di energia elettrica.

Al contrario, durante le ore notturne, in Italia vi è una over-produzione di energia motivata dalla bassa o addirittura assente modularità delle centrali termoelettriche. Le centrali di generazione di energia termoelettrica, infatti, a fronte di grandi potenze di

generazione sono penalizzate da tempi di avvio e raggiungimento del regime ottimale molto lunghi: nel caso delle centrali a gas naturale questi tempi possono essere solo di alcune decine di minuti, ma nel caso della più grande maggioranza di centrali a carbon fossile i tempi di raggiungimento del regime ottimale possono essere anche di alcuni giorni. Di conseguenza, non vi è la possibilità di interrompere la

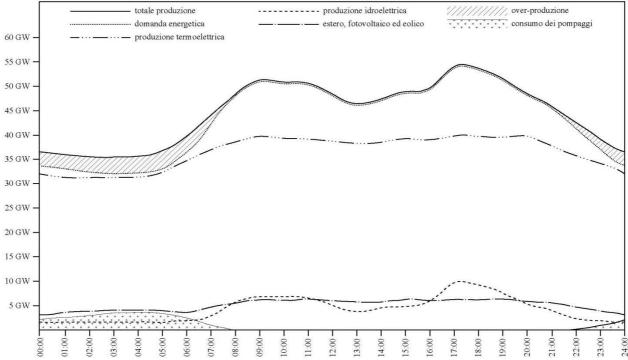


Figura 4-1. Diagramma di carico giornaliero del sistema elettrico italiano (fonte: Terna).

produzione di energia di queste centrali quando la richiesta energetica cala e questo porta alla menzionata over-produzione. Anche in questo le centrali ad accumulo con pompaggio apportano un notevole efficientamento della produzione energetica, poiché avviando la fase di pompaggio negli orari di over-produzione, permettono di sfruttare una quota di energia che altrimenti verrebbe sprecata.

Il ruolo di una centrale idroelettrica con pompaggio può essere quindi inteso a tutti gli effetti come una "batteria" dove viene accumulata l'energia prodotta in eccesso durante la notte e, successivamente, la stessa energia viene riutilizzata nei momenti di maggiore richiesta. Grazie a questa tipologia di impianti, vi è un spreco di energia sensibilmente inferiore durante le ore notturne e non vi è la necessità di realizzare nuove centrali termoelettriche per colmare i picchi di richiesta durante le ore diurne. In tutto questo, chiaramente, non vi è solo un beneficio tecnico della rete elettrica nazionale ma vi è

anche un beneficio economico per il gestore dell'impianto, poiché esiste una differenza di valore economico tra l'energia acquistata e quella rivenduta. l'energia utilizzata per realizzare il pompaggio notturno, poiché viene acquistata in un momento di over-produzione e bassissima richiesta, ha poco valore e viene pagata relativamente poco. Al contrario, l'energia generata dalla idroelettrica viene ceduta alla rete nei momenti di maggiore domanda, in cui l'energia ha molto valore e viene remunerata in modo sensibilmente maggiore. Grazie a questa differenza, è garantito al gestore dell'impianto un interessante ritorno economico.

### 5. Le centrali idroelettriche con pompaggio in Italia e nel mondo

In Italia, secondo i dati di Terna, a fine 2010 erano in esercizio 22 impianti idroelettrici con pompaggio, con una potenza installata complessiva di 7.659 MW

ed una produzione annuale di 3.249 GWh; nel 2009 la produzione annuale è stata addirittura di 4.249 GWh. Alcuni degli impianti esistenti raggiungono una potenza installata di circa 1.000 MW, come la centrale di Roncovalgrande a Maccagno (VA) o la centrale di Edolo (BS).

Negli ultimi anni vi è stata una battuta di arresto nella realizzazione di nuovi impianti, soprattutto per gli alti costi di realizzazione e per la frequente opposizione della popolazione locale delle zone ove erano state individuate buone potenzialità per l'installazione di un impianto con pompaggio. La contrarietà degli abitanti infatti è spesso uno dei problemi più difficili da affrontare. Tale contrarietà è spesso dettata da una ridotta conoscenza dell'argomento e da una mancata comprensione dell'utilità finale dell'opera; infatti, poiché questo impianto consuma realmente più energia di quanta non ne generi, viene considerato meramente come un mezzo con cui il gestore possa arricchirsi grazie alla borsa elettrica ed alla differenza tra il valore dell'energia prodotta e quello dell'energia acquistata. Oltre a questo, poiché solitamente queste opere vengono realizzate totalmente in caverna (all'interno della montagna, in modo da ridurre l'impatto ambientale), viene rimossa una grande quantità di roccia e detriti che comporta una gestione logistica importante che spesso sovraccarica per anni la viabilità stradale nelle zone in prossimità dei cantieri di realizzazione. Infine, in seguito a fatti di cronaca più o meno recenti, è ormai affermato nella popolazione civile il timore del verificarsi di possibili incidenti presso i bacini di accumulo: questo porta ad un opposizione verso i progetti che comportano la realizzazione di questa tipologia di opere in prossimità di centri abitati.

Alcuni esempi di proposte di realizzazione ostacolate dalla popolazione locale fino alla rinuncia da parte delle imprese costruttrici, sono i casi avvenuti recentemente nei comuni del Trentino-Alto Adige di Laives (BZ), Bronzolo e Aldino (BZ) oppure Renon (BZ). In tutti questi casi, a fronte di buone potenzialità morfologiche del territorio ed alla disponibilità di finanziamenti da parte di enti statali e privati, la ferma opposizione della popolazione locale non ha lasciato spazio ad alcuna possibilità di dialogo e le iniziative sono state abbandonate.

In Europa e nel resto del mondo, come riporta ENEL EnergyViews, attualmente vi sono impianti con pompaggio per una potenza installata complessiva superiore ai 200 GW. Quasi tutti le nazioni industrializzate dispongono di impianti idroelettrici con pompaggio, con potenze a volte molto

significative: oltre 25 GW in Giappone, 22 GW negli Usa, 6,5 GW in Germania, 5,3 GW in Spagna, 4,3 GW in Francia ed Austria.

Considerata la crescente necessità di realizzare nuovi sistemi di accumulo di energia (anche per meglio distribuire la produzione data da fonti rinnovabili, solari ed eoliche su tutte, in cui l'aleatorietà porta ad una produzione concentrata in determinati momenti della giornata), nel mondo vi sono attualmente numerose nuove centrali in fase di realizzazione, come la centrale di Nant De Drance, in Svizzera, con una potenza installata di 900 MW.

Vi sono anche numerosi progetti riguardanti trasformazioni di centrali ad accumulo esistenti, con potenziamenti, installazione di gruppi di pompaggio e creazione del bacino a valle (se non già disponibile). Un esempio di questa tipologia di opere di potenziamento e trasformazione, è la centrale di Lagobianco, in Svizzera, con una potenza massima di 1.050 MW ed un investimento stimato di 1,5 miliardi di franchi.

E' molto significativa la firma di Germania, Austria e Svizzera all'accordo Erklärung von Deutschland, Österreich und der Schweiz zu gemeinsamen Initiativen für den Ausbau von Pumpspeicherkraftwerken (2012), ovvero un'iniziativa comune per il potenziamento delle centrali con bacini di accumulo con l'integrazione di sistemi di pompaggio.

Infine, a dimostrare la grande potenzialità in Europa per la realizzazione di questa tipologia di interventi, vi è lo studio Pumped-hydro energy storage: potential for transformation from single dams (2012), realizzato dal Joint Research Centre in collaborazione con l'University College di Cork (Irlanda). Lo studio infatti, analizzando due casi esemplari ovvero Croazia e Turchia, ha valutato le potenzialità della tecnologia economicamente conveniente in base alle caratteristiche tecniche e ambientali delle centrali idroelettriche già in attività. I risultati sono stati molto promettenti, lasciando intravedere le enormi potenzialità per la trasformazione di impianti esistenti, magari tecnologicamente superati o non più produttivi, in centrali idroelettriche con pompaggio.

#### 6. Conclusioni

Con il crescente aumento dello sfruttamento di nuove fonti energetiche rinnovabili ma allo stesso tempo incostanti ed imprevedibili, la necessità di garantire alle reti elettriche sistemi di regolazione dei carichi e la grande disponibilità di potenziali trasformazioni di impianti idroelettrici esistenti in impianti con pompaggio, è facile prevedere che in futuro vi sarà un sensibile aumento delle installazioni di impianti di questa tipologia. La nazione italiana, a fronte della crescita di questo nuovo mercato di sistemi di accumulo di grande potenza, potrà operare come semplice spettatore o, grazie alla conformità del proprio territorio, agire in modo strategico e realizzare opere in grado di coprire le necessità interne di accumulo di energia e garantire un considerevole efficientamento del proprio sistema di generazione di energia elettrica.

### BIBLIOGRAFIA.

Terna Rete Italia, operatore di esercizio e trasmissione della rete elettrica italiana <a href="http://www.ternareteitalia.it">http://www.ternareteitalia.it</a>

ENEL EnergyViews, fatti e opinioni sull'energia http://energyviews.enel.it

Centrale idroelettrica di Nant De Drance http://www.nant-de-drance.ch

Centrale idroelettrica di Lagobianco http://www.lagobianco.repower.com

Lacal Arántegui R., Fitzgerald N., Leahy P., Pumped-hydro energy storage: potential for transformation from single dams, JRC Scientific and Technical Reports, 2012



### Valutazione della Curva di Durata del Torrente Anza chiuso a Macugnaga

M. Pozzoli, Dottore Magistrale in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio

(marco1pozzoli@gmail.com)

Abstract. Il lavoro presentato è consistito in una valutazione della curva di durata per un piccolo bacino montano delle Alpi piemontesi, ovvero quello del torrente Anza chiuso a Macugnaga, al fine di quantificarne la risorsa idrica disponibile per la realizzazione di un ipotetico impianto idroelettrico. Inizialmente si è applicato il metodo di regionalizzazione proposto dalla Regione Piemonte nel suo Piano di Tutela delle Acque, ma i risultati ottenuti sottostimavano significativamente la quantità di risorsa idrica effettivamente disponibile, misurata alla stazione idrometrica di Pecetto per gli anni 2003-2009. Osservando inoltre che la quasi totalità della differenza in termini di volumi idrici sottesi rispetto alla curva di durata reale si concentrava nei mesi primaverili ed estivi, si è deciso di integrare al modello proposto dal PTA l'uso di un software specifico per il contributo da scioglimento nivale, il programma freeware WinSRM. L'uso accoppiato di tale software, basato su un modello concentrato di calcolo dell'idrogramma impostato sull'utilizzo di tre variabili indipendenti (precipitazione, temperatura e copertura nivale del bacino), e delle formule del PTA, hanno consentito una modellazione soddisfacente della curva di durata media del bacino per gli anni di dati a disposizione.

### Introduzione.

Lo studio descritto nel presente articolo ha avuto lo scopo di ricostruire la curva di durata del torrente Anza chiuso a Macugnaga (VB), per gli anni di dati termo-idro-pluviometrici a disposizione, nell'ottica di effettuare un'analisi della risorsa idrica a disposizione per la realizzazione di un ipotetico impianto idroelettrico sul corso d'acqua.

La curva di durata di un corso d'acqua rappresenta la frequenza cumulata di superamento di una certa portata Q in un anno (Rosso, 2002), ovvero per quanti giorni all'anno mediamente il fiume ha una portata  $\geq Q$ . È di fondamentale importanza nella quantificazione risorsa idrica disponibile.

Per raggiungere l'obiettivo il lavoro svolto è stato suddiviso in due fasi: in primo luogo, si è voluto valutare l'adattabilità della formula proposta dal Piano di Tutela delle Acque della Regione Piemonte (2004) per un bacino montuoso di piccole dimensioni come quello preso in considerazione. In seguito, sulla base di considerazioni emerse dai risultati così ottenuti, si è deciso di integrare all'uso della formula proposta dal PTA l'utilizzo del software freeware

WinSRM (Snowmelt Runoff Model, 2007), specifico per la valutazione degli idrogrammi di corsi d'acqua aventi un significativo apporto dallo scioglimento nivale, caratteristica tipica dei bacini montani quale quello in esame.

### 1. Idromorfologia del bacino del torrente Anza chiuso a Macugnaga

Il torrente Anza nasce dal ghiacciaio Belvedere, situato sul versante est del Monte Rosa, a circa 1700 s.l.m. Il suo percorso si estende per tutta la Valle Anzasca fino a confluire nel fiume Toce a valle di Piedimulera (VB), per una lunghezza complessiva dell'asta principale di 31,8 km e un bacino imbrifero sotteso pari a 256 km².

L'area oggetto dell'analisi corrisponde al primo tratto del torrente, con la sezione di chiusura fissata presso la stazione idrometrica di Pecetto, nel comune di Macugnaga. Come mostrato in Figura 1-1, il DEM del bacino presenta una notevole variabilità altimetrica, passando dagli oltre 4600 m del Monte Rosa ai 1350 m della sezione di chiusura, con una quota media pari a 2657 metri. Il bacino si estende

per una superficie complessiva di 41.3 km², mentre l'asta principale del torrente misura 7.8 km.

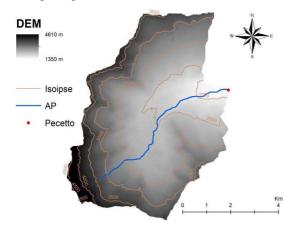


Figura 1-1. DEM del bacino

### 2. Dati a disposizione

Tutti i dati utilizzati per il presente lavoro sono stati ricavati dal sito della Regione Piemonte, da cui scaricabili gratuitamente. Per quanto riguarda il di interesse, l'unica stazione pluviometrica di cui fossero disponibili serie storiche di dati è quella situata a Macugnaga-Pecetto, scelta anche come sezione di chiusura del bacino. Di tale stazione di misura, sono disponibili congiuntamente online la portata e il tasso di precipitazione, nonché la temperatura (tutte medie giornaliere), per gli anni 2003-2009, appunto quelli su cui si è concentrata l'analisi. Sono state inoltre utilizzate le misure di temperatura della stazione di Passo del Moro, situata leggermente fuori dal bacino, per poter ipotizzare il decremento di temperatura con la quota. Infine, la morfologia del bacino è stata ricavata dal DEM a risoluzione 10 metri sempre fornito dalla Regione, successivamente elaborato in ambiente GIS.

### 3. La formula del PTA per il calcolo della curva di durata

### 3.1. Modello adottato

Il modello proposto dal PTA prevede la ricostruzione della curva di durata annua su base giornaliera, nonché degli andamenti medi mensili della portata del corso d'acqua, sulla base di alcune formule regressive ottenute tramite regionalizzazione dei dati. Tale procedura consiste nell'accorpamento delle serie storiche idro-pluviometriche misurate negli anni, relative ai vari bacini del territorio. La Regione Piemonte è stata suddivisa in macroaree contenenti

bacini dalle simili caratteristiche idro-morfologiche (la fascia alpina, l'area padana comprendente l'asta del Po, la fascia appenninica), e le serie storiche relative a tutti bacini di una certa macroarea sono state normalizzate e accorpate per ottenere tramite elaborazione statistica una stima dei parametri delle formule che fosse più affidabile. Le equazioni (1), (2), (3) esprimono rispettivamente i valori per  $\mathbf{km}^2$  del deflusso medio annuo ( $^{DS}$ ), delle portate medie mensili ( $^{Q_X}$ , per  $^{1'}$   $^{X'}$  -esimo mese) e della curva di durata ( $^{Q_Y}$ , per  $^{1'}$   $^{Y'}$  -esimo giorno della curva) per un corso d'acqua secondo il modello del PTA:

$$DS = a + bH + cA \qquad \begin{bmatrix} \frac{l}{s} \\ \overline{k}m^2 \end{bmatrix}$$

$$Q_X = a + eH + fDS \qquad \begin{bmatrix} \frac{l}{s} \\ \overline{k}m^2 \end{bmatrix}$$

$$Q_Y = gS^IDS^I \qquad \begin{bmatrix} \frac{l}{s} \\ \overline{k}m^2 \end{bmatrix}$$

$$(3)$$

dove H è la quota media del bacino  $(\mathbf{km^2})$ , A l'afflusso meteorico medio annuo  $(\mathbf{mm})$ , S la superficie del bacino, a, b, c, d, e, f, g, i, l i parametri ottenuti mediante la procedura di regionalizzazione. Per una la formulazione numerica e dettagliata delle equazioni si faccia riferimento al PTA della Regione **Piemonte**[1].

#### 3.2. Risultati ottenuti

Si è dunque applicato il modello presentato nel paragrafo precedente al primo tratto del bacino del torrente Anza. Come sottolineato dal PTA infatti, un modello di questo tipo garantisce diversi vantaggi (affidabilità nella stima dei parametri, facilità di utilizzo, poche variabili indipendenti) ma rischia di necessitare un aggiornamento nei confronti dei piccoli bacini montani, il cui regime idrologico dipende fortemente dalle caratteristiche idromorfologiche locali.

Osservando i risultati ottenuti per gli anni di dati a disposizione, emerge infatti l'inadeguatezza dell'approccio proposto dal PTA nel valutare il regime idrologico ordinario per il bacino in esame. In Figura 3-1 si mostra il confronto tra le curve di durata medie annue per il periodo 2003-2009, rispettivamente derivanti dal calcolo attraverso le formule del PTA e dalla misurazione diretta alla

sezione di chiusura di Pecetto. È immediato notare che, se le code delle due curve si assomiglino ragionevolmente bene, relativamente ai giorni di piena la curva di durata costruita tramite le formule del PTA risulti essere decisamente più scarsa di quella effettivamente misurata.

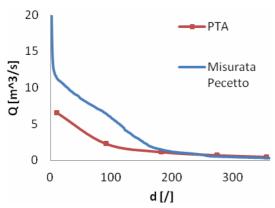


Figura **3-1**. Curve di durata medie (2003-2009)

Andando poi a osservare gli andamenti mensili (Figura 3-2), sempre mediati sugli anni di riferimento, si nota come tale differenza sia pressoché totalmente concentrata tra Maggio e settembre, ovvero la stagione in cui diventa significativo l'apporto dello scioglimento nivale per i corsi d'acqua in zona montana, come quello in esame.

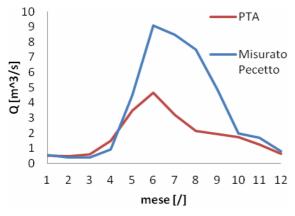


Figura 3-2. Idrogrammi mensili medi (2003-2009)

Dal momento che tale aspetto non viene esplicitamente considerato nell'approccio proposto dal PTA, si è deciso di integrare le formule adottate con un software specifico per il calcolo degli idrogrammi di corsi d'acqua montani durante la *melting season*, il programma freeware WinSRM.

### 4. Il calcolo dell'idrogramma tramite WinSRM

#### 4.1. Modello adottato

Si è dunque utilizzato lo Snowmelt Runoff Model, inizialmente ideato da Martinec (1975) per piccoli bacini europei, per ottenere un idrogramma alla sezione di chiusura che tenesse conto del contributo di scioglimento nivale durante i mesi primaverili ed estivi.

La struttura del modello è in sé piuttosto semplice, in quanto è un modello concentrato basato su un'unica formula che restituisce il valore di portata giornaliero atteso alla sezione di chiusura. La portata al giorno

n+1 -esimo, in  $\frac{m}{s}$ , è fornita dall'equazione (4):

$$Q_{n+1} = \sum_{t} \left\{ \frac{\left[c_{St \, n} a_{t \, n} T_{t \, n} S_{t \, n} + c_{Rt \, n} P_{t \, n}\right] A_{t}}{86.4} \right\} (1 - \kappa_{n+1}) + Q_{n} \kappa_{n+1}$$
(4)

dove i indica la generica fascia altimetrica del bacino, che va suddiviso per fasce di circa 500 m di quota vista la dipendenza dei parametri coinvolti dall'altitudine. Le variabili indipendenti sono tre, ossia la temperatura T, espressa in gradi-giorno (°Cd), la percentuale <sup>S</sup> (/) di copertura nivale rispetto all'area totale della fascia, e la quantità di precipitazione giornaliera (cm). Infine, tra i parametri da determinare si hanno: i coefficienti di deflusso relativi alla neve e alla pioggia  $c_{S}$  e  $c_{B}$ , il coefficiente di scioglimento nivale a, il coefficiente di recessione k, che indica il decadimento della portata del fiume durante giorni senza apporti da precipitazioni o scioglimento nivale, l'area del bacino A, sempre relativa alla singola fascia altimetrica. 86.4 è un fattore di conversione.

La suddivisione in fasce è stata effettuata a partire dal DEM: il bacino è stato così suddiviso nelle 6 zone mostrate in figura 4-1. Le distribuzioni di temperatura sono state ottenute a partire dai dati misurati alla sezione di chiusura, cui è stato applicato un decremento pari 0.58°/100 m, valore ottenuto interpolando i dati della stazione di Pecetto con quelli della stazione di Passo del Moro.

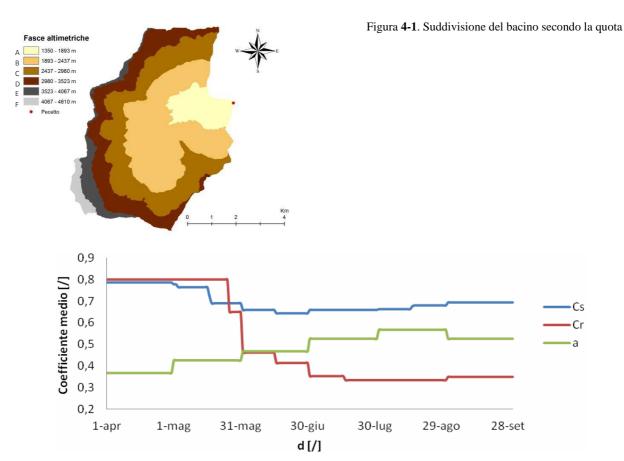


Figura 4-2. Andamento medio dei coefficienti di deflusso e di scioglimento nivale adottati per le fasce altimetriche

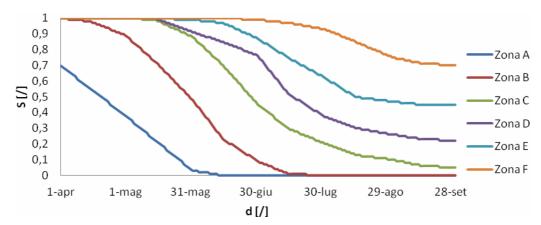


Figura 4-3. Curve di esaurimento della copertura nivale adottate per le singole fasce altimetriche

Per quanto riguarda le precipitazioni, i valori misurati dal pluviometro di Pecetto sono stati incrementati con la quota di un coefficiente  $k_p$ , secondo lo schema proposto in tabella 4-1.

Tabella **4-1**. Caratteristiche morfologiche e metereologiche delle fasce altimetriche

Zona	Quota media	Area	$k_p$
	(m)	( <b>km²</b> )	(/)

A	1667	3.39	1
В	2184	12.45	1.1
C	2699	11.24	1.2
D	3225	7.79	1.25
E	3717	2.35	1.3

F	4300	0.92	1.3
1	T300	0.72	1.5

Sfortunatamente, i dati a disposizione per l'analisi non consentivano la determinazione di tutti i parametri richiesti dall'equazione (4). In questi casi, sono stati ipotizzati degli andamenti plausibili di tali parametri (in particolare dei coefficienti  $^{\mathcal{C}_{\mathcal{S}}}$ ,  $^{\mathcal{C}_{\mathcal{R}}}$  e  $^{\mathcal{Q}}$ , Figura 4-2), nonché della copertura nivale  $^{\mathcal{S}}$  (Figura 4-3), sulla base degli esempi contenuti all'interno del manuale d'utilizzo del software (Martinec et al., 2007), facendo soprattutto riferimento ai bacini alpini di piccole dimensioni. Infine, il coefficiente di decadimento  $^{\mathcal{K}}$  al generico giorno  $^{\mathcal{R}}$  -esimo è determinato dall'equazione (5):

$$k_{n+1} = xQ_n^{-y} \quad \begin{bmatrix} \Box \\ \Box \end{bmatrix} \tag{5}$$

dove x e y sono due costanti determinate iterativamente a partire dai rispettivi valori del bacino di Dischma, nelle alpi svizzere (43.3  $km^2$  di superficie, 1668-3146 m s.l.m), al fine di massimizzare la verosimiglianza degli idrogrammi in uscita dal modello rispetto a quelli misurati. Si è giunti dunque ad un valore di x pari a 1.02 e di y pari a 0.069.

### 4.2. Risultati ottenuti

Con tale settaggio di parametri e le distribuzioni di precipitazione e temperatura giornaliere della stazione di misura di Pecetto, si è potuto ricavare gli idrogrammi relativi alla *melting season* per gli anni in esame. Dall'osservazione dei risultati ottenuti, riassunti in tabella 4-2, emergono immediatamente due considerazioni: da un lato, i bassi valori del

Tabella 4-2. Risultati ottenuti mediante WinSRM

Anno	R <sup>2</sup>	$\Delta V$
------	----------------	------------

	(/)	( <b>%</b> )
2003	0.63	12
2004	0.59	-2
2005	0.11	-10
2006	-0.40	-3
2007	-1.34	-28
2008	0.41	8
2009	0.28	22

coefficiente di determinazione  $R^2$  sono indice del fatto che, a livello puntuale, non si sia riusciti a riprodurre in maniera precisa l'idrogramma misurato alla sezione di chiusura, probabilmente a causa della notevole quantità di assunzioni e ipotesi fatte nella determinazione dei parametri e delle curve di esaurimento della copertura nivale. D'altra parte però, si osserva come lo scarto medio tra i volumi sottesi dalle curve di durata misurate e calcolate sia solitamente contenuto, e che in ogni caso l'andamento generale degli idrogrammi viene sostanzialmente colto dal modello (si osservi a questo proposito gli idrogrammi portati ad esempio per gli anni 2006 e 2008, figura 4-4), che va in crisi soprattutto in corrispondenza dei picchi localizzati di portata. Confrontando dunque la curva di durata media ottenuta combinando i risultati di WinSRM per la melting season e le formule del PTA per la sola stagione autunno-invernale con quella misurata e quella derivante dall'uso delle sole formule del PTA (figura 4-5), si nota come la prima riesca a cogliere, in media, l'effettivo regime idrico del torrente anche durante i periodi di piena.



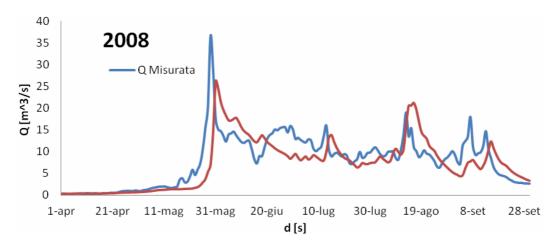


Figura 4-4. Idrogrammi calcolati tramite WinSRM

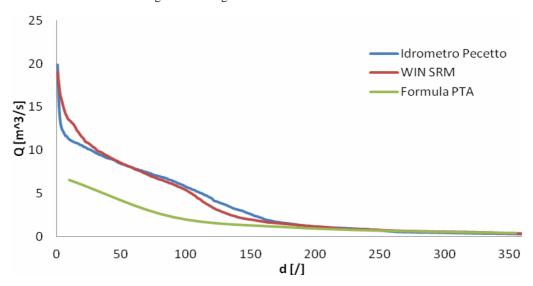


Figura 4-5. Curve di durata per il bacino dell'Anza chiusa a Macugnaga-Pecetto

#### Conclusioni

Scopo del lavoro era valutare, attraverso la curva di durata, la quantità di risorsa idrica disponibile per un piccolo bacino montuoso come quello del torrente Anza chiuso a Macugnaga. Per far ciò, si è inizialmente verificata l'adattabilità del modello proposto dal Piano di Tutela delle Acque della Regione Piemonte: esso ha il vantaggio di essere molto facilmente applicabile, ma si è dimostrato essere poco adeguato al fine dello studio, fornendo curve mediamente troppo scarse rispetto a quelle misurate, soprattutto durante le stagioni primaverili ed estive. I risultati ottenuti hanno dunque palesato il problema già ipotizzato nella fase preliminare dello studio, ossia la poca rappresentatività di un metodo di regionalizzazione nei confronti di una bacino piccolo la cui risposta idrologica è governata dalle caratteristiche idro-morfologiche locali, nonché dall'apporto nivale. Ciò potrebbe condurre a pesanti errori in fase di analisi economica di un potenziale impianto idroelettrico, avendo significativamente sottostimato la quantità di risorsa disponibile per gli anni di dati a disposizione.

A questo punto, utilizzando per tale intervallo di tempo il software WinSRM, certamente più complesso ma, a differenza del modello del PTA, in grado di modellare l'apporto idrico da scioglimento nivale, sono stati ottenuti risultati più soddisfacenti. Si può infatti dire che, considerando i limiti dei dati a disposizione e le conseguenti numerose ipotesi effettuate sui parametri del modello, i risultati delle simulazioni sono stati significativi almeno dal punto

di visto qualitativo, rispecchiando in linea di massima gli andamenti degli idrogrammi reali, pur senza coglierne le caratteristiche puntuali, e soprattutto fornendo una curva di durata che, in termini medi, risulta essere piuttosto fedele alla corrispondente misurata. Oltretutto, essendo tale studio concentrato sull'analisi della risorsa, gli errori prodotti dal software nella modellazione dei colmi di piena, certamente i più significativi, risultano essere poco rilevanti.

In termini di prospettive future, sarebbe interessante provare a utilizzare WinSRM con i parametri propri del bacino anziché in gran parte desunti da bacini simili caratteristiche, anche comporterebbe probabilmente un impiego di risorse eccessivo (ad esempio, per ottenere copertura nivale sarebbero necessarie immagini satellitari), poco adatto a un lavoro su scala regionale. D'altra parte, l'adattamento del metodo di regionalizzazione proposto dal PTA a casi di piccoli bacini montuosi, dalla risposta idrologica fortemente non lineare e dominata dalle caratteristiche idro-morfologiche locali, risulta essere eccessivamente semplificativo e pertanto poco preciso. Un giusto compromesso potrebbe essere una processo di "regionalizzazione" per macroaree dei parametri di input di un programma come WinSRM - utilizzando dati reali per la taratura per poi estrapolare il modello ottenuto attraverso i dati di precipitazione, solitamente più disponibili - che, a fronte di tempi e costi contenuti, sarebbe in grado di fornire una valida ricostruzione della curva di durata dei corsi d'acqua montani, tenendo in conto anche il contributo di scioglimento nivale alla portata del corso d'acqua.

### Bibliografia

Piano di Tutela della Acque, Regione Piemonte, 2004.

Martinec J., Rango A., Roberts R., WinSRM User's Manual, Edited By Enrique Gómez-Landesa, 2007.

Rosso R., Manuale di protezione idraulica del territorio, Ed. CUSL (Milano), 2002.

NASA Global Change Master Directory, Snowmelt Runoff Model for Windows, software (version 1.11):

http://gcmd.nasa.gov/



## Analisi dell'impatto ambientale di impianti idroelettrici tramite la metodologia LCA

#### A. Realini

anna.realini@gmail.com

Abstract. L'articolo si propone di analizzare gli aspetti critici dello studio dell'impatto ambientale da fonte idroelettrica attraverso la metodologia LCA, che prevede la valutazione dei flussi fisici entranti nel/uscenti dal sistema dalla fase di progetto a quella di smantellamento. Nella prima parte viene spiegata brevemente la metodologia LCA, mentre nella seconda parte si approfondiscono le peculiarità della LCA applicata agli impianti idroelettrici, con focus sulla stima dei parametri di inquinamento ambientale e di alterazione biologica e morfologica.

#### Introduzione.

La crescente importanza delle fonti rinnovabili per la produzione di energia ha portato a chiedersi quale sia l'impatto ambientale della costruzione di impianti di produzione di elettricità.

Comunemente si ritiene che tutte le fonti rinnovabili siano immuni da emissioni di particolato e gas serra durante le operazioni. Ciò è vero solo in parte.

Ad esempio dagli impianti geotermici si possono avere emissioni gassose di vario tipo, e anche dagli impianti idroelettrici a bacino, soprattutto se poco profondi e situati in zone tropicali, si registrano emissioni di anidride carbonica e altri gas derivanti da decomposizione delle biomasse allagate.

È poi necessario, in un'analisi globale della sostenibilità dell'impianto, tenere conto della spesa energetica per la produzione di una data tecnologia e per la costruzione dell'impianto, oltre che dell'inquinamento atmosferico da esse derivante.

In quest'ottica, la metodologia LCA è il migliore strumento per analizzare e calcolare quale sia il reale impatto della produzione di energia elettrica da fonti rinnovabili, in quanto considera le interazioni sistema-ambiente lungo tutta la vita utile dell'impianto, dalla fase di progettazione a quella di smantellamento e smaltimento dei rifiuti.

### 1. Life Cycle Assessment

La metodologia del Life Cycle Assessment (LCA, in italiano Valutazione del Ciclo di Vita) viene

utilizzata per studiare le interazioni che un prodotto o un sistema ha con l'ambiente circostante e con altri sistemi e sottosistemi al fine di valutare l'impatto a lungo termine della sua produzione e del suo utilizzo. Tale metodologia può essere (secondo [9]):

- Retrospettiva: si focalizza sulla descrizione dei flussi fisici tra un sistema e i sistemi circostanti:
- Prospettiva: si focalizza sull'evoluzione dei flussi fisici del sistema in risposta a una modifica del sistema stesso.

La distinzione tra retrospettiva e prospettiva non ha una connotazione temporale: si può fare un'analisi prospettiva degli effetti di una modifica avvenuta nel passato, tanto quanto si può fare un'analisi retrospettiva per valutare i flussi fisici di un sistema ancora inesistente. A seconda che l'analisi sia retrospettiva, sarà necessario prospettiva selezionare diversi dati e definire in modo differente i limiti del sistema e l'allocazione dei flussi di un'attività tra i cicli di vita in cui quell'attività svolge una funzione. Ad esempio, in un'analisi retrospettiva, i dati di funzionamento medi possono essere più che sufficienti per ottenere risultati soddisfacenti, mentre in un'analisi prospettiva sarà necessario utilizzare anche dati marginali.

Per quanto riguarda la corretta definizione dei limiti dell'attività, è necessario considerare tutti gli aspetti rilevanti senza però eccedere nel dettaglio e sconfinare in altri campi.

Può infatti nascere un problema di allocazione quando da un'attività derivano diversi prodotti utilizzati in diversi cicli di vita o quando un materiale, attraverso il riciclaggio o il riuso, è utilizzato in più di un ciclo di vita. Nell'analisi retrospettiva, i problemi di allocazione sono generalmente risolti suddividendo i flussi del sistema in base ad alcune proprietà del prodotto (valore economico, massa, volume); in un'analisi prospettiva è invece necessario estendere i confini del sistema e utilizzare i flussi legati alle attività che comportano conseguenze ambientali legate al cambiamento, senza limitarsi alla mera definizione di sistemi interagenti come nell'analisi retrospettiva.

A livello internazionale la metodologia LCA è regolamentata dalle norme ISO della serie 14040, in base alle quali uno studio di valutazione del ciclo di vita prevede:

- definizione dell'obiettivo e del campo di applicazione dell'analisi (ISO 14041);
- compilazione di un inventario (LCI: Life Cycle Inventory) degli input e degli output di un determinato sistema (ISO 14041);
- valutazione del potenziale impatto ambientale correlato a tali input ed output (ISO 14042);
- interpretazione dei risultati (ISO 14043).

In figura 1 è mostrata una rappresentazione schematica delle fasi della LCA:

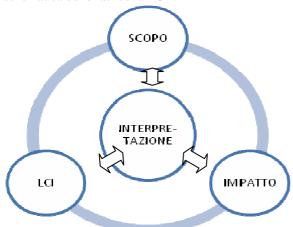


Figura 6 Rappresentazione schematica delle fasi della LCA.

### 2. Peculiarità dell'applicazione della LCA ad impianti idroelettrici

Per applicare la LCA agli impianti idroelettrici è innanzitutto necessario operare una distinzione fra le diverse tipologie di impianto: esse infatti sono fortemente correlate sia alle interazioni con l'ambiente sia all'impatto economico dell'impianto. In particolar modo si ha una grande differenza dal punto di vista dell'impatto ambientale e paesaggistico

tra impianti a bacino ed impianti ad acqua fluente e una grande differenza in termini di impatto economico tra impianti con pompaggio e le altre tipologie di impianto.

All'interno di queste tipologie vi sono poi sotto-tipi di centrali idroelettriche, che variano in base alla tecnologia utilizzata e alle condizioni territoriali.

Altre considerazioni tipiche della LCA per impianti a fonti rinnovabili e in particolar modo per gli impianti idroelettrici sono:

- Difficoltà nella predizione dei dati futuri, in quanto fortemente dipendenti dalle condizioni climatiche:
- Suddivisione degli impianti anche in base alle dimensioni/alla produzione di energia elettrica;
- Problema nel confronto tra Paesi diversi:
  - Condizioni geomorfologiche e climatiche differenti (es. distinzione fra nazioni a prevalenza alpina e nazioni non-alpine);
  - Differente costo dell'energia elettrica, differente mix energetico e differente efficienza del sistema elettrico per la LCA degli impianti con pompaggio;
  - Potenziale mancanza di dati storici sulla produzione, che porta ad incertezze legate all'estrapolazione dei risultati (ad esempio da serie storiche di dati climatici), soprattutto nel caso di impianti ad acqua fluente.

Nei punti successivi si approfondiranno i principali aspetti della LCA per la produzione di energia da centrali idroelettriche.

#### 2.1. Definizione dei confini del sistema

La definizione dei confini del sistema da analizzare è molto complessa. Uno schema riassuntivo può essere quello riportato in Figura 7.

All'infrastruttura si possono ricondurre:

- Lavori di costruzione:
- Materiali;
- Smaltimento dei rifiuti;
- Trasporti.

Una volta completata l'infrastruttura, il sistema entra in operazione e si ha come output la generazione di elettricità. Al termine della vita utile dell'impianto è necessario provvedere allo smantellamento delle strutture.

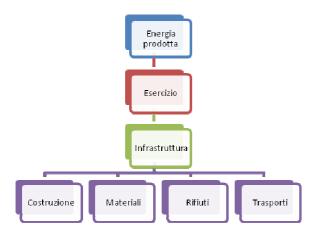


Figura 7 Confini del sistema idroelettrico per analisi tramite metodologia LCA.

#### 2.2. Materiali da costruzione

I principali materiali da costruzione da considerare sono cemento, ghiaia e acciaio. Anche il consumo di acqua deve essere considerato tra i materiali da costruzione.

Il cemento si utilizza per le dighe sia negli impianti a bacino, sia in quelli ad acqua fluente, per le gallerie e per gli edifici. L'acciaio viene usato per armare il cemento nelle varie applicazioni e inoltre per turbine, generatori ed altri componenti della centrale. Ovviamente diversi tipi di acciaio devono essere considerati a seconda dell'utilizzo che se ne fa: acciaio al Cromo, acciaio basso legato e acciaio "non legato" per l'armatura del cemento.

Valori tipici di utilizzo sono (secondo [1]):

- Cemento: 230 kg/m³ per gli impianti a bacino e 285 kg/m³ per gli impianti ad acqua fluente:
- Per il calcestruzzo, il rapporto tra cemento, ghiaia e acqua può essere ipotizzato pari a 1/8.5/0.5.

### 2.3. Lavori di costruzione

La costruzione di impianti idroelettrici richiede l'utilizzo di:

- Energia elettrica per varie applicazioni;
- Diesel per i macchinari;
- Esplosivi per scavare i tunnel e per la preparazione del terreno.

Per quanto riguarda l'energia elettrica, si può utilizzare una stima sui consumi, ma per un'analisi LCA che comprenda anche i costi è necessario riferirsi alle condizioni locali di prezzo del kWh e

alle emissioni legate al mix energetico specifico del Paese di costruzione.

Per quanto riguarda i consumi di Diesel, si possono trattare alla stregua di quelle legate al trasporto di materiale (Paragrafo 2.4), e si possono trovare dati certi dai costruttori dei macchinari.

I principali effetti ambientali dei lavori di costruzione sono invece legati all'emissione di particolato per gli scavi, per l'utilizzo di esplosivi e per la miscelatura del calcestruzzo. Non sono disponibili dati certi riguardanti le emissioni di particolato collegate alla costruzione di impianti idroelettrici. Si possono in alternativa utilizzare dati di emissioni di altri settori, ad esempio quello minerario. Nel caso degli impianti ad acqua fluente, ci si aspetta che le emissioni di particolato siano inferiori, considerata la più alta presenza di suolo bagnato.

Per quanto riguarda la miscelazione del calcestruzzo si possono usare dati provenienti dal settore edile.

Ai lavori di costruzione dell'impianto si devono poi sommare quelli di costruzione delle infrastrutture che ospitano il personale (es. casa per guardiano della diga, locali ricovero), sia temporanee che permanenti. È inoltre opportuno considerare l'alterazione del territorio provocata dalle opere realizzate sul territorio: oltre alla diga, alle condotte e all'edificio della centrale, si devono considerare ad esempio le strade ed eventuali opere di contenimento del corso d'acqua (ad esempio argini) che possono rendersi necessarie in caso di deviazioni del flusso. Tali opere possono essere temporanee o permanenti: nel primo caso il loro impatto sulla LCA risulta abbastanza limitato, nel secondo vanno considerate come opere artificiali che impattano fortemente sulle condizioni ambientali e paesaggistiche del territorio.

Ovviamente si tratterà di grandi opere nel caso di impianti a bacino di dimensioni elevate, mentre se si vanno ad analizzare piccoli impianti ad acqua fluente (es. impianti a coclea di dimensioni ridotte) si può considerare un impatto abbastanza limitato.

### 2.4. Trasporti

I dati riguardanti i sistemi di trasporto sono fortemente legati alla distanza a cui i materiali devono essere trasportati. La ghiaia si estrae generalmente in zone vicine al cantiere, mentre il cemento, l'acciaio e gli esplosivi si trasportano su lunghe distanze. È quindi necessario valutare il livello di emissioni di gas nocivi e gas serra legate al trasporto, di solito su gomma (i cantieri sono difficilmente accessibili via treno), di tali materiali.

Durante la vita utile dell'impianto, si deve poi tenere conto delle attività di trasporto del personale dalla residenza al luogo di lavoro.

### 2.5. Smaltimento dei rifiuti e smantellamento dell'impianto

Lo smaltimento dei rifiuti riguarda principalmente i residui dei lavori di costruzione.

Alcuni materiali (es. pietre, sabbia, ghiaia, metalli) potrebbero essere riutilizzati altrove, mentre altri non trovano applicazioni e necessitano di essere smaltiti (es. residui vegetali, rifiuti derivanti dalle attività umane).

La presenza di materiali "di scarto" ma riutilizzabili comporta però un problema di allocazione, poiché tali materiali rappresentano un flusso in uscita dal sistema, ma possono diventare una risorsa per la realizzazione di altri impianti o prodotti, quindi non vanno necessariamente conteggiati come scarti.

Una delle principali questioni non risolte della LCA sugli impianti idroelettrici è legata all'incertezza nello smantellamento degli impianti: gli impianti idroelettrici costruiti a metà dello scorso secolo non hanno ancora raggiunto la fine della loro vita utile, quindi non esistono dati storici sullo smantellamento. Le ipotesi che si possono fare allo stato attuale prevedono che la centrale elettrica venga smantellata, mentre le grandi dighe rimangano in loco. In alternativa si può considerare la possibilità di demolizione della diga, e il dispendio energetico e le emissioni (principalmente di particolato) ad esso connesso. Non ci sono però dati concreti a supporto dell'una o dell'altra ipotesi. Si ipotizza che anche le gallerie rimangano in loco e non vengano demolite.

È comunque da sottolineare come sia possibile, a fine vita delle macchine presenti nella centrale, provvedere alla sostituzione delle macchine e ad un eventuale manutenzione della diga e delle strutture circostanti (revamping). A meno di un intervento di fattori climatici estremi e completamente differenti da quelli di progetto, di condizioni economiche particolari o di scadenza/mancato rinnovo delle concessioni, si può infatti prevedere che continuino a sussistere le condizioni (portata e salto) che permettono di utilizzare un impianto idroelettrico nel luogo dove già ve n'era uno precedente.

In caso di smantellamento dell'impianto, invece, dal punto di vista della LCA sarebbe interessante valutare un possibile riutilizzo delle gallerie o delle dighe.

### 2.6. Produzione di elettricità durante la vita

Due grandi incertezze nella LCA di un impianto idroelettrico sono legate a:

- Vita utile effettiva dell'impianto;
- Produzione di energia elettrica.

La produzione di energia elettrica è fortemente dipendente dalle condizioni climatiche ed idrologiche del territorio. Se un impianto è presente da molti anni e si dispone di dati storici è più facile ipotizzare che il trend futuro sia simile a quello passato. Per gli impianti nuovi è invece molto complesso e soggetto ad incertezza fare previsioni sulle condizioni meteorologiche e la produzione di elettricità.

Per quanto riguarda la vita utile, si possono solo fare ipotesi sulla vita utile dei vari componenti, basate sui materiali utilizzati e sulla loro usura in rapporto alle condizioni di funzionamento. Anche in questo caso si ha una forte dose di incertezza e soprattutto bisogna tenere conto della possibilità che l'impianto venga sottoposto a revamping, tramite la sostituzione di alcune componenti.

### 2.7. Emissioni di gas serra

Nonostante non ci siano emissioni dirette di gas serra da combustione, si possono comunque avere delle fonti di emissione. In particolar modo si deve considerare la decomposizione di biomasse e suolo allagato nei bacini, che può portare ad emissione di  $CO_2$ ,  $CH_4$  e  $N_2O$ . I principali fattori che influenzano questi fenomeni sono:

- La profondità del bacino: al crescere della profondità si ha una diminuzione delle emissioni:
- La temperatura: al crescere della temperatura si ha un aumento delle emissioni di gas serra.

Quest'ultimo parametro è quindi fortemente influenzato dalla latitudine e dall'altitudine a cui si trova l'impianto.

L'entità delle emissioni varia poi a seconda del tipo di impianto: per gli impianti ad acqua fluente si possono considerare emissioni molto basse, dato che non varia di molto l'allagamento del suolo rispetto a quello che comporterebbe il normale corso del fiume. Per gli impianti a bacino, invece, si ha un notevole allagamento del terreno, che comporta un incremento della quantità di biomasse in decomposizione.

Vi sono poi varie filosofie su come considerare le emissioni da impianti idroelettrici: è dibattuto

soprattutto il fatto di considerare solo le emissioni derivanti da attività antropiche (costruzione, trasporto) o cumularvi quelle prodotte dalla decomposizione di biomasse ([14]). Per gli impianti con pompaggio, poi, sarebbe necessario basarsi sulle emissioni provocate dagli impianti utilizzati per produrre l'energia elettrica necessaria. Per fare ciò, si possono usare le emissioni medie derivanti dal mix energetico del paese in cui si trova l'impianto.

È comunque difficile avere una chiara idea dell'ammontare delle emissioni, anche se in Canada, Finlandia e Brasile sono stati effettuati e sono tuttora in corso studi specialistici sull'argomento.

Valori di riferimento possono essere ([16], [8]):

- Per gli impianti ad acqua fluente: 2-5kg CO<sub>2</sub>eq/MWh;
- Per gli impianti a bacino, senza considerare la decomposizione delle biomasse: 11-20kg CO<sub>2</sub>eq/MWh;
- Per gli impianti a bacino, considerando la decomposizione delle biomasse, si parte dalle regioni alpine, con 0.35kg CO<sub>2</sub>eq/MWh a 30kg CO<sub>2</sub>eq/MWh per la Finlandia fino a 340kg CO<sub>2</sub>eq/MWh per le regioni tropicali;
- Per gli impianti con pompaggio, ci sono 2 questioni da considerare: il mix energetico e l'efficienza del sistema elettrico del paese in cui si trova l'impianto (es. per la Svizzera, con un mix energetico sbilanciato verso l'idroelettrico, si hanno 0.027kg CO<sub>2</sub>eq/MWh; per la Polonia, con un mix energetico sbilanciato verso il carbone si hanno 1.62kg CO<sub>2</sub>eq/MWh) e il fatto che tali valori siano confrontabili solo con sistemi di produzione che svolgono lo stesso servizio (produzione nelle ore di picco).

Le tipologie di emissioni sono soprattutto  $CO_2$  e  $CH_4$  (quest'ultimo derivante dalla decomposizione delle biomasse); si registrano bassissime emissioni di  $NO_x$  e  $SO_2$ , legate principalmente ai lavori di costruzione e solo per gli impianti a bacino (dipendono dalle dimensioni delle dighe e degli impianti).

#### 2.8. Impatto biologico

Le acque correnti sono caratterizzate da diversi habitat, che si sviluppano in tre direzioni:

- Longitudinale: monte-valle
- Laterale: centro-laterale
- Verticale: acque superficiali-ambiente iporreico.

Nei corsi d'acqua si ha la presenza di numerosi organismi viventi di varie dimensioni, sia animali che vegetali.

Proprio per la preservazione dell'equilibrio naturale, è stato definito il Deflusso Minimo Vitale (DMV), che obbliga i produttori di energia idroelettrica a garantire una portata minima del corso d'acqua a valle dell'impianto. La definizione di DMV dovrebbe tenere conto anche della preservazione delle condizioni biologiche del corso d'acqua. Ciò però non è sempre vero: è infatti difficile garantire continuamente un deflusso che segua fedelmente le variazioni naturali della zona in studio, anziché un deflusso di portata fissa e costante nel tempo.

La quantificazione degli effetti, a scopo della LCA, può essere effettuata mediante il metodo CARAVAGGIO ([4], [5]), che permette, tra le altre cose, di calcolare i seguenti parametri:

- Habitat Quality Assessment (HQA), che stima la qualità e la diversificazione degli habitat fluviali, a loro volta legati dalla qualità globale del sito;
- Habitat Modification Score (HMS), che consente una quantificazione del grado di alterazione morfologica.

È comunque difficile una valutazione di tali parametri lungo tutta la vita utile dell'impianto; è però possibile valutare una progressione nel deterioramento delle condizioni morfologiche e collegarlo alla eventuale riduzione nella diversificazione degli habitat fluviali.

### 2.9. Occupazione del suolo

L'occupazione del suolo ha un impatto molto diverso in caso che l'impianto sia a bacino o ad acqua fluente.

Nel caso di impianto a bacino, la percentuale di occupazione del suolo è variabile in funzione della geomorfologia del territorio. In particolare, nelle zone pianeggianti (es. Finlandia e zone non alpine) c'è una maggiore probabilità di avere bacini poco profondi e molto estesi.

Nel caso di impianti ad acqua fluente, invece, si ha all'incirca la stessa occupazione del terreno in tutte le regioni geografiche.

Il metodo CARAVAGGIO, già citato nel Paragrafo 2.8, permette, tramite l'indice Land Use Index (LUI) di valutare l'occupazione del suolo.

### 2.10. Impatto Paesaggistico

È sempre molto difficile quantificare l'impatto paesaggistico di un impianto idroelettrico, sia perché non sempre si conoscono le condizioni pregresse del sito dove sorge l'impianto (in caso di impianti già esistenti), sia perché la bellezza di un luogo è in parte soggettiva. Anche in questo caso è necessario rifarsi alla classificazione degli impianti (a bacino o ad acqua fluente) e le dimensioni dell'impianto stesso.

In particolar modo, in Europa, dove la potenzialità per la creazione di grandi impianti a bacino è stata completamente sfruttata da decenni, è difficile quantificare tale impatto, poiché non si conoscono o non si possono valutare oggettivamente le condizioni pre-esistenti.

Per i piccoli impianti e per quelli ad acqua fluente, l'impatto è notevolmente ridotto, ma comunque non trascurabile.

Per risolvere il problema della quantificazione si potrebbe includere questo punto nella valutazione dell'occupazione di suolo. Alternativamente, si può fare un paragone con l'impatto, in termini di opere artificiali e modifica del territorio, con impianti di produzione di energia elettrica "convenzionali", di

pari potenza. Ciò comporta però una difficoltà nell'individuare chiaramente quali parametri siano considerabili in tale paragone.

### Conclusioni

Questo breve lavoro è un riassunto di come si possa applicare la metodologia della LCA allo studio dell'impatto ambientale di un impianto idroelettrico. Il focus è posto sui principali parametri da considerare per una completa valutazione, e sulle difficoltà che si possono incontrare nella stima di tali parametri, che rischiano di rendere incerta la valutazione.

In conclusione, si può evidenziare come l'analisi lungo l'intero ciclo di vita di un impianto idroelettrico sia complicata da vari fattori (definizione della Vita Utile, incertezza sui dati climatici, soggettività di alcuni parametri, definizione dei confini del sistema, etc).

È comunque possibile fare delle stime sulla maggior parte dei parametri, basandosi su esperienza e buonsenso ed estrapolando dati da altri settori o da condizioni di funzionamento simili.

### **Bibliografia**

- [1] AA.VV. Life Cycle Inventories for Energy Systems: Results for Current Systems in Switzerland and Other UCTE Countries. Villingen and Uster: Swiss Centre for Lifecicle Inventories, 2007.
- [2] Åberg, J., A. K. Bergström, G. Algesten, K. Söderback, e Mat Jansson. «A comparison of the carbon balances of a natural lake (L. Örträsket) and a hydroelectric reservoir (L.Skinnmuddselet) in northern Sweden.» *Water Research*, No. 38 2004: 531-538.
- [3] Akella, A.K., R.P. Saini, e M.P. Sharma. «Social, economical and environmental impacts of renewable energy systems.» *Renewable Energy*, No. 34 2009: 390-396.
- [4] Boggero, A., e M. Ciampittiello. «Macroinvertebrati, biodiversità, impatti della gestione idroelettrica e possibili mitigazioni.» *Impianti Idroelettrici in territori montani*. Verbania: ARS Uni VCO, 2013.
- [5] Ciampittiello, M., e A. Boggero. «Idromorfologia fluviale, biodiversità e buona qualità ecologica.» *Impianti Idroelettrici in Territori Montani*. Verbania: ARS Uni VCO, 2013.
- [6] De Miranda Ribeiro, F, e G.A. Da Silva. «Life-cycle inventory for hydroelectric generation: a Brazilian case study.» *Journal of Cleaner Production*, No. 18 2010: 44-54.
- [7] Demarty, M., e J. Bastien. «GHG emissions from hydroelectric reservoirs in tropical and equatorial regions: Review of 20 years of CH4 emission measurements.» *Energy Policy*, No. 39 2011: 4197-4206.
- [8] Dones, R., T. Heck, e S. Hirschberg. «Greenhouse Gas Emissions from Energy Systems: Comparison and Overview.» *PSI Annual report 2003, Annex IV.* Villingen, Svizzera: Paul Scherrer Institut, 2003.
- [9] Ekvall, T., A.M. Tillman, e S. Molander. «Normative ethics and methodology for life cycle assessment.» *Journal of Cleaner Production*, No. 13 2005: 1225-1234.
- [10] Gagnon, L., e J.F. Van De Vate. «Greenhouse gas emissions from hydropower: The state of research in 1996.» *Energy Policy*, No. 25 1997: 7-13.
- [11] Góralczyk, M. «Life-cycle assessment in the renewable energy sector.» *Applied Energy*, No. 75 2003: 205-211.
- [12] Moreau, V., G. Bage, D. Marcotte, e R. Samson. «Statistical estimation of missing data in life cycle inventory: an application to hydroelectric power plants.» *Journal of Cleaner Production*, No. 37 2012: 335-341
- [13]Pehnt, M. «Dynamic life cycle assessment (LCA) of renewable energy technologies.» *Renewable Energy*, No. 31 2006: 55-71.
- [14] Raadal, H. R., L. Gagnon, I. S. Modahl, e O. L. Hanssen. «Life cycle greenhouse gas (GHG) emissions from the generation of wind and hydro power.» *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, No. 15 2011: 3417-3422.
- [15] Sarkar, A. U., e S. Karagoz. «Sustainable Development of Hydroelectric Power.» *Energy*, No. 10 1995: 977-981.
- [16] Turconi, R., A. Boldrin, e T. Astrup. «Life cycle assessment (LCA) of electricity generation technologies: Overview, comparability and limitations.» *Sustainable Energy Reviews*, No. 28 2013: 555-565.
- [17] Van de Vate, J. F. «Comparison of energy sources in terms of their full energy chain emission factors of greenhouse gases.» *Energy Policy*, No.1 1997: 1-6.
- [18] Varun, I.K B., e P. Ravi. «LCA of renewable energy for electricity generation systems—A review.» *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, No. 13 2009: 1067-1073.
- [19] Weber, C.L., P. Jaramillo, J. Marriott, e C. Samaras. «Life Cycle Assessment and Grid Electricity: What Do We Know and What Can We Know?» *Environmental Sciences Technology*, No. 44 2010: 1895-1901.





# Valutazione delle perdite di carico globali all'interno della condotta forzata di un impianto idroelettrico esistente.

Analisi dell'efficacia delle opere esistenti e ipotesi di miglioramento prestazionale annesse al bilancio tecnico-economico

#### G. Chiesa



Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Politecnico di Milano, Italia

giancarlo.chiesa@mail.polimi.it

**Abstract.** Le perdite di carico [2.2] forniscono un chiaro esempio di come una certa massa fluida di volume noto possa dissipare la sua energia potenziale durante il processo di moto in una condotta forzata.

Il desiderio del committente<sup>(1)</sup>, che ha richiesto questo tipo di analisi, è quello di disporre di una valutazione globale, e puntuale, della situazione energetica allo stato attuale della condotta forzata [3.6] di un impianto idroelettrico di sua proprietà [1] (seguirà una descrizione dettagliata delle caratteristiche territoriali del sito su cui sorge l'impianto e delle caratteristiche tecniche del medesimo). Dal punto di vista della reale capacità di trasformazione dell'energia meccanica del fluido in movimento in energia elettrica mediante turbinazione, infatti, si sono notate delle discrepanze tra quanto è "in potenza" (carico motore) [2.1] e quanto, effettivamente si produce. La richiesta comprende, anche, di suggerire delle ipotesi di miglioramento prestazionale, a livello progettuale [4], annesse al loro studio di fattibilità economica [4.1]. La tesi verrà argomentata attraverso l'uso di grafici, calcoli, statistiche, mappe e disegni di progetto per disporre di tutti gli elementi che decreteranno il risultato finale tanto atteso, quanto desiderato [3.7]. La valutazione verrà preceduta da dei richiami di natura teorica [2] per porre delle solide basi di comprensione.

#### Introduzione.

Dopo aver inquadrato l'impianto idroelettrico in esame sotto i punti di vista territoriale e tecnico si sono definiti e descritti analiticamente i concetti di: equazione di Bernoulli e perdita di carico (distribuita e concentrata). L'intero processo di indagine ha portato a un risultato concreto circa l'effettiva perdita di energia.

Si sono tratte tutte le considerazioni del caso. E' stata effettuata un'analisi dell'efficacia delle opere esistenti per quanto riguarda l'aspetto tecnico ed economico. Infine si sono tratte delle ipotesi di miglioramento prestazionale a partire dall'esperienza e si è concluso con il bilancio tecnico-economico delle migliorie introdotte a livello progettuale per la fattibilità o meno della realizzazione delle opere.

(1) che vuole rimanere anonimo per questioni di privacy.

#### 1. Descrizione dell'impianto

Si forniscono i dati descrittivi dell'impianto a partire dall'individuazione geografica fino ai parametri fisici e tecnici che lo caratterizzano.

#### 1.1. Individuazione geografico-territoriale

L'impianto idroelettrico in analisi fa parte del territorio italiano nella provincia del Verbano-Cusio-Ossola e, secondo la "SIOUSA" (Suddivisione Orografica Internazionale Unificata del Sistema Alpino) si trova nella parte meridionale del territorio montano delle Alpi così classificato nella Tab. 1.1 sottostante:

Tab. 1-1 Classificazione territoriale del sito

1 ab. 1-1 Classificazione territoriale del sito						
GRANDE PARTE	Alpi Occidentali					
GRANDE SETTORE	Alpi Nord-occidentali					
SEZIONE	Alpi Lepontine					
SOTTOSEZIONE	Alpi Ticinesi e del Verbano					
SUPERGRUPPO	Catena Togano-Laurasca					

Nella Fig. 1-1 si nota la suddivisione in sottosezioni della sezione delle Alpi Lepontine. La sottosezione interessata è indicata col n. 10. Tali sottosezioni possono comprendere porzioni di territorio appartenenti a diverse realtà amministrative, in quanto si tratta di una mera divisione fisica.



Fig. 1-1 Alpi Ticinesi e del Verbano sottosez. n. 10

#### 1.2 Caratteristiche tecniche dell'impianto

Si tratta di un impianto ad acqua fluente che è compreso tra la quota massima coincidente con quella dell'opera di presa e tra la quota minima che misura il punto di efflusso in alveo delle acque turbinate. Non essendo dotato di un bacino di ritenuta idrica l'impianto sfrutta la portata derivata al momento circolante. Nonostante ci fosse la possibilità di costruire un invaso di accumulo non ne si è sentita l'esigenza, poiché il corso d'acqua su cui è posto l'impianto è, sì, a regime torrentizio, ma la portata d'alveo non scende mai al di sotto di una certa soglia. E' presente una turbina Francis che può erogare una potenza limite pari a 1,8 MW, il quale è anche il valore della potenza di concessione. E' stato scelto questo tipo di turbina in seguito alle caratteristiche del salto utile e della portata derivabile. Di seguito vengono descritte in toto le opere di derivazione della corrente, a partire dal punto di sbarramento fino a giungere alla condotta forzata.



Fig. 1-2 Territorio del Verbano

#### 1.2.1 Opere di sbarramento e di presa

L'opera di sbarramento consiste in una briglia a forma di quarto di circonferenza che, intersecando il corso d'acqua, ne permette una stabilizzazione del livello del pelo libero così da poter disporre sempre di un minimo quantitativo di acqua, rilasciando, comunque il DMV<sup>(2)</sup>.

(2) *Deflusso Minimo Vitale*, cioè la portata minima, per legge, da rilasciare in alveo che è necessaria alla sopravvivenza del

corso d'acqua in termini di deflusso e di tutela della flora e della fauna presente.



Fig. 1-8 Dettaglio della quota dell'opera di presa

La presa è dotata di una paratoia a saracinesca, la cui apertura è controllata e gestita da remoto a seconda della portata circolante in alveo. Inoltre sull'apertura è posta una griglia, nettata manualmente a intervalli regolari, dai rifiuti fluviali, in grado di evitare l'ingresso di corpi dotati di volume e peso consistenti<sup>(3)</sup>.



Fig. 1-3 Dettaglio della briglia e della presa



Fig. 1-4 Rappresentazione di una paratoia a saracinesca

#### 1.2.2 Opere di derivazione

La corrente derivata viene convogliata in una galleria sotterranea scavata in roccia che sfocerà, dopo aver percorso un lungo tratto difficilmente misurabile, nel canale di derivazione a superficie libera. Il canale terminerà al punto di immissione della corrente nella condotta forzata ed è costeggiato da un sentiero interamente percorribile usato per manutenzione e/o ispezione.



Fig. 1-6 Particolare del canale di derivazione

#### 1.2.3 Dissabbiatore

A un certo punto del canale di derivazione è presente il dissabbiatore. Esso consiste in una vasca sagomata<sup>(4)</sup> molto ampia che ha la funzione di rallentare la corrente idrica e di permettere al materiale trasportato (fanghi, limi, particelle di sabbia, ghiaia, rami, etc.), che non era stato precedentemente filtrato dalla griglia posta sulla presa, di depositarsi. E' dotato di una rampa di accesso per i veicoli che, periodicamente, hanno il compito di svuotare la vasca. Per riferimenti e descrizioni del manufatto in via del tutto generale si rimanda a "Gianfranco Becciu, Alessandro Paoletti, *Fondamenti di Costruzioni Idrauliche*, UTET Scienze Tecniche, 2010"

<sup>(3)</sup> La presenza di corpi di tali dimensioni è un pericolo per la stabilità e l'integrità delle opere. Un masso, ad esempio, può occludere l'entrata o generare degli sforzi tangenziali che non possono essere contrastati dalla galleria o dalle opere stesse con il conseguente collasso del manufatto.

<sup>(4)</sup> Per svolgere la sua funzione la vasca deve rispettare un rapporto 1/20 tra la sua profondità e la sua lunghezza utile. Tale lunghezza esclude le zone di turbolenza, dovute alla variazione della velocità, della corrente all'ingresso e all'uscita della vasca.

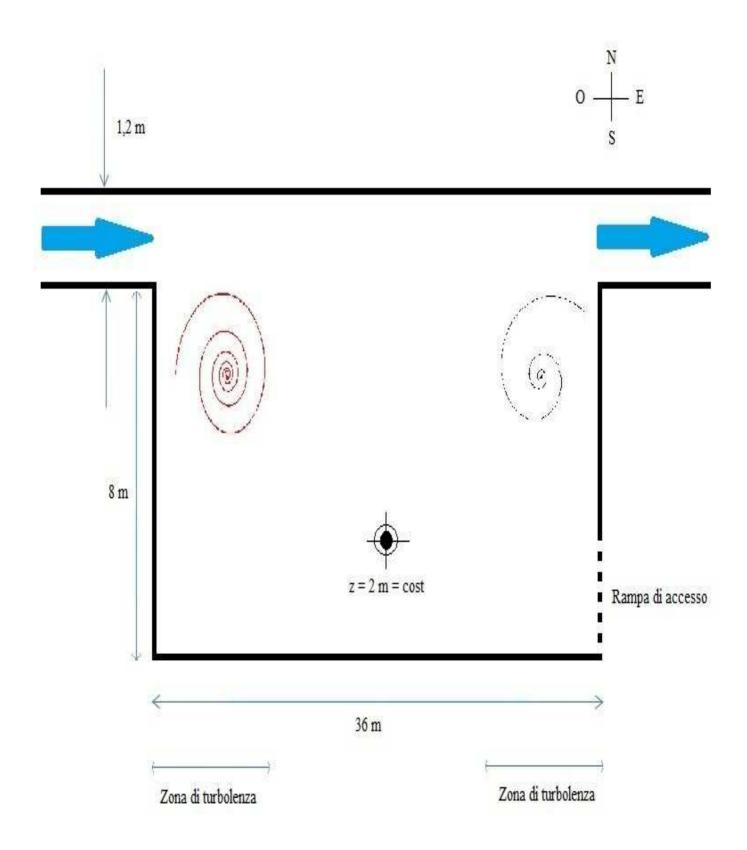


Fig. 1-7 Vista in pianta del dissabbiatore

#### 1.2.4 Condotta forzata

L'organo cruciale di ogni impianto idroelettrico è la condotta forzata che definisce il salto utile  $H^{(5)}$  che può essere sfruttato dalla turbina per produrre energia elettrica. Dopo aver percorso il canale di derivazione le acque giungono alla vasca di carico e convogliate nell'unica condotta forzata esistente. Essa è composta da tre parti:

- un primo tratto inclinato di 30° rispetto l'orizzontale lungo 71,0 m;
- un secondo tratto a lievissima pendenza lungo 35,0 m, presso la cui fine il diametro si riduce;
- un ultimo tratto inclinato di 70° rispetto l'orizzontale e lungo 11,05 m

per una lunghezza complessiva pari a 117,05 m.

Come è possibile notare dalle figure sottostanti la condotta ha due punti di rastremazione: uno in cui il diametro si riduce da 1,8 m a 1,6 m e un secondo punto in cui il diametro viene ulteriormente ridotto da 1,6 m a 1,2 m (foto in figura). Nella pagina seguente si possono visualizzare tutte le caratteristiche della geometria della condotta e la quota dei vari punti notevoli.



Fig. 1-8 Punto di passaggio tra il tratto inclinato di 30° e il tratto a lieve pendenza, rastremazione del diametro da 1,8 m a 1,6 m e gomito a 150°



Fig. 1-9 Punto di rastremazione della condotta con decremento di diametro pari a 1,6 m a 1,2 m e con gomito a

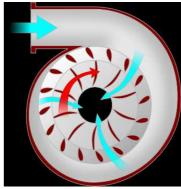
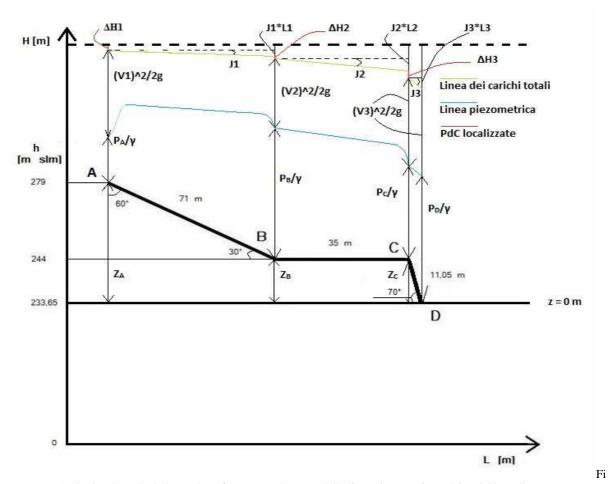


Fig. 1-10 Esempio di Turbina Francis: la sezione in cui è posta la freccia azzurra presenta il minimo diametro della condotta in esame pari a 1,2 m

Il punto A si trova a quota 279 m s.l.m. e rappresenta il punto finale del canale di derivazione e l'immissione della corrente idrica all'interno della condotta forzata: è presente un imbocco a spigolo vivo. Dopo un tratto in pendenza di 71 m inclinato a 30° rispetto all'orizzontale si giunge al punto B a quota 244 m s.l.m., in cui vi è un gomito a 150° e un riduzione del diametro della condotta da DN 1800 a DN 1600. Il secondo tratto è lungo 35 m e a inclinazione che tende a 0°. In C vi è il passaggio da DN 1600 a DN 1200 alla precedente quota e sussegue il terzo tratto della condotta lungo 11,05 m e inclinato di 70°. Si presti attenzione al fatto che in C la condotta fuoriesce dal piano del disegno. Essa buca il piano verticale con un gomito di 90° in direzione -k (versore normale al piano LH e con verso entrante). Per ovvi motivi di disegno, non potendo rappresentare la terza dimensione, l'ultimo tratto di condotta è stato posto con la direzione in figura. Il punto D determina la fine della condotta e l'immissione in turbina a quota 233,65 m s.l.m.



Fig. 1-12 Punto di imbocco della condotta forzata (vasca di carico)



g. 1-13 Vista laterale della condotta forzata e andamento delle linee piezometrica e dei carichi totali

Tab. 1-2 Caratteristiche dei principali diametri della tubazioni messe in commercio da "Distribuzione Tubi, Ferrara"

	1 ab. 1-2 Caratteristiche dei principan diametri della tubazioni messe in commercio da Distribuzione 1 ubi, Ferrara														
	TUBI IN ACCIAIO SALDATI A SVILUPPO ELICOIDALE IN ARCO SOMMERSO SUBMERGED-ARC PROCESS SPIRAL WELDED STEEL PIPES														
Dia	Diametro - Diameter Spessore - Thickness : mm														
Dia				l				Spessor	e - Inic	kness : r	nm				
DN	Este Exte	erno ernal	5	5,6	6,3	7,1	8	8,8	10	11	12,5	13	14,2	15	16
	mm	inches						Peso	- Weigh	t : Kg/n	ı				
600	609,6	24	74,5	83,4	93,7	105,5	118,7	130,4	147,9	162,4					
700	711,2	28		97,4	109,5	123,2	138,7	152,4	172,9	189,9					
800	812,8	32			125,3	141,0	158,7	174,4	197,9	217,5					
900	914,4	36			141,0	158,8	178,8	196,5	223,0	245,0	278,0	288,9		332,7	
1000	1016,0	40			156,8	176,5	198,8	218,5	248,0	272,6	309,3	321,5		370,2	
1100	1117,6	44					218,9	240,5	273,1	300,1	340,6	354,1	386,4	407,8	
1200	1219,2	48					238,9	262,6	298,2	327,7	371,9	386,7	421,9	445,4	
1300	1320,8	52					259,0	284,7	232,2	355,3	403,3	419,2	457,5	483,0	
1400	1422,4	56					279,0	306,7	348,3	382,8	434,6	451,8	493,1	520,6	
1500	1524,0	60					299,0	328,8	373,3	410,4	465,9	484,4	528,7	558,2	595,0
1600	1625,6	64						350,8	398,4	438,0	497,2	516,9	564,3	595,7	635,1
1700	1727,2	68						372,9	423,4	465,5	528,5	549,5	599,8	633,3	657,2
1800	1828,8	72						394,9	448,5	493,1	559,9	582,1	635,4	670,9	715,3

Per quanto riguarda la scelta dei diametri: sono stati scelti in base alla portata di concessione e il loro spessore è ovunque di 10 mm. Questo per un fatto pratico, cioè per poter saldare i giunti in modo da non

avere del materiale di giunzione che, sporgendo, potrebbe generare delle turbolenze inattese. Come ultimo si riportano i pesi per unità di lunghezza per ogni tipologia di tubazione. Ovviamente a diametro maggiore corrisponde peso maggiore.

Tab. 1-3 Peso e spessore dei tubi in uso a DN 1800, DN 1600 e DN 1200

DN	Diametro esterno	Spessore	Peso
	[mm]	[mm]	[kg/m]
1800	1828,8	10	448,5
1600	1625,6	10	398,4
1200	1219,2	10	298,2

#### 1.2.5 Tabella parametri

La tabella sottostante riepiloga le dimensioni delle opere descritte in precedenza. Per di più riporta le quote dei vari punti di interesse.

Tab. 1-4 Dati tecnici delle opere

Tipologia di	Quota	Lunghezza	Larghezza	Altezza
opera	(m s.l.m.)	(m)	(m)	(m)
Presa	289,2	-	4,0	2,5
Galleria imbocco	289,2	sotterranea	3,0	3,5
Galleria sbocco	283,0	-	3,0	3,0
Canale inizio	283,0	860,0	2,0	1,8
Dissabbiatore	282,0	36,0	8,0	2,0
Vasca di carico	279,0	4,0	5,0	3,0
Condotta I	279,0	71,0	1,8	1,8
Condotta II	244,0	35,0	1,6	1,6
Condotta III	233,65	11,05	1,2	1,2

Le quote sono state reperite con strumentazione GPS, mentre le dimensioni delle opere sono state calcolate, in mancanza di dati progettuali, attraverso l'uso di un raggio laser (nei casi più semplici tramite bindella). Il dislivello totale è stato reperito tramite trigonometria, dopo aver calcolato l'inclinazione del pendio tramite i teoremi dei triangoli rettangoli avendo noti il dislivello e l'angolo di inclinazione rispetto alla direzione del filo a piombo. Infine, per far sì che ogni misura fosse sufficientemente accurata, è stato applicato il metodo della media aritmetica:

$$\sum_{i}^{n} \frac{Ck}{n}$$

dove  $C_k$  è il valore della k-esima misura e n è il numero totale delle misure.

#### 2. Richiami di Idraulica

Come già annunciato non si può fare a meno di definire e descrivere i concetti necessari allo svolgimento del compito assegnato.

#### 2.1. Teorema di Bernoulli

Definiti come:

- A = punto di imbocco della condotta considerato a monte [m s.l.m.]
- B = punto di sbocco della condotta considerato a valle [m s.l.m.]
- $P_i(i = A, B) = \text{pressione nel punto i } [Pa]$
- Z<sub>i</sub> (i = A, B) = quota geodetica del punto i rispetto a un livello Z<sub>0</sub> = 0 m s.l.m. (livello medio del mareografo di Genova) [m s.l.m.]
- $\gamma$  = peso specifico del fluido acqua assunto come ~9801 N/m<sup>3</sup>
- g = accelerazione di gravità (vettoriale)
   [m/s²](-k) con k = versore normale facente
   parte di una base ortonormale (i, j, k)
- $V_i$  (i = A, B) =  $(Q_i^2/S_i^2)^6$  = velocità media del fluido nei punti A e B [m/s]
- H<sub>i</sub> (i = A, B) = carico idraulico totale nel punto i [m]

l'equazione globale dell'idrodinamica per un fluido perfetto, persante, incomprimibile, in moto permanente si esprime sotto la forma del Trinomio di Bernoulli. Esso ha espressione (per i punti A e B):

$$Z_A + \frac{P_A}{\gamma} + \frac{V_A^2}{2g} = H_A = cost$$

$$Z_B + \frac{P_B}{\gamma} + \frac{V_B^2}{2g} = H_B = cost$$

Come descritto in Yunus A. Cengel, John M. Cimbala, Fluid mechanics: fundamental and applications, le relazioni sopra descritte sono il risultato della somma dei termini denominati, rispettivamente: quota geodetica, altezza piezometrica e altezza cinetica. La somma dei primi due termini si può indicare anche con il termine di quota piezometrica.

<sup>(5)</sup> Il *salto utile H* è l'energia, espressa in metri, che possiede una certa quantità di fluido in un punto. La sua variazione determinerà le perdite di carico.

<sup>(6)</sup>  $Q = portata \text{ [m}^3/\text{s]}; S = sezione della condotta = <math>\pi R^2 \text{ [m}^2\text{]}.$ 

Perciò, sotto l'ipotesi di moto permanente di un fluido perfetto, pesante, incomprimibile, che si muove con una corrente gradualmente variata, il carico totale si mantiene costante lungo una traiettoria. Al teorema di Bernoulli può, però anche essere attribuito un preciso significato energetico che ne costituisce l'essenza e l'importanza. Si può, infatti, dimostrare che il carico totale *H* rappresenta l'energia meccanica complessiva posseduta dall'unità di peso del fluido in movimento chiamata come *energia specifica* come riportato in "W. T. Choe, *Handbook Of Applied Hydrology*, McGraw-Hill, 1988".

La differenza delle due precedenti relazioni, determinata come:

$$Z_A - Z_B + \frac{P_A - P_B}{\gamma} + \frac{V_A^2 - V_B^2}{2g} = \mathbf{\Lambda}H$$

 $(\cos \Delta H < 0)$  esprime l'energia specifica persa durante la fase di moto dal punto A al punto B lungo la condotta, poiché si lascia cadere l'ipotesi di fluido perfetto prendendo in considerazione il fatto che il fluido sia reale; infatti, il carico totale nel punto A sarà, in generale, maggiore rispetto al carico totale nel punto B, in quanto lungo il percorso la massa fluida avrà perso energia a causa degli attriti, delle forze viscose e degli sforzi tangenziali. Dal punto di vista prettamente geometrico la relazione precedente, in definitiva, fornisce l'andamento decrescente della *linea dei carichi totali*. Tale linea rappresenta la quantità di energia specifica posseduta punto per punto lungo il percorso  $(\mathbf{B} - \mathbf{A})$  dalla massa fluida in movimento.

#### 2.2. Perdite di carico

Si definisce perdita di carico tra due punti di un circuito idraulico la perdita di energia, espressa in metri e quantificata da  $\Delta H$ , di una massa fluida dotata di peso durante il suo moto lungo un percorso. Essa influisce sul salto utile che sarà sfruttato per la produzione di energia elettrica da parte della turbina. Il valore  $\Delta H$  è somma del termine che esprime le perdite di carico distribuite e del termine che esprime quelle concentrate. Di seguito si analizzano le due tipologie.

#### 2.2.1. Perdite di carico distribuite

La variazione del carico motore H avviene a causa dell'esistenza degli attriti (sforzi tangenziali $=\tau=F/A$ ) tra il fluido in movimento e la parete della condotta.

E' necessario definire la perdita di carico in funzione del percorso:

$$\frac{\partial H}{\partial S} = -J$$

dove:

- s = unità di percorso [m];
- |-J| = cadente piezometrica [ \_ ]: rappresenta la perdita di carico per unità di lunghezza, cioè l'abbassamento della linea dei carichi totali lungo la traiettoria della condotta

Le perdite di carico distribuite totali si calcolano come:

$$\Delta H_d = -\sum_{i=1}^n J_i L_i$$

cioè come somma algebrica delle singole perdite di carico lungo il percorso. Infatti, il segno "meno" indica un decremento rispetto al salto utile *H*.

#### 2.2.2. Perdite di carico concentrate

Ci sono dei fenomeni in grado di ridurre in modo considerevole il carico motore in un tratto di condotta relativamente breve, ad esempio: brusche variazioni del diametro, imbocchi e sbocchi a spigolo vivo o con tubo addizionale interno, etc. Tali fenomeni comportano delle perdite di carico localizzate, le cui entità variano a seconda del tipo di fenomeno. L'equazione che le quantifica è la seguente:

$$\Delta H_{C} = -\sum_{k=1}^{n} \Delta H_{k}$$

dove  $H_k$  è la k-esima perdita di carico presente in un punto qualsiasi del percorso. Questa tipologia di perdita è responsabile del decremento dell'altezza cinetica del trinomio di Bernoulli che, in generale, sarà descritta dall'equazione:

$$\sum_{k=1}^{n} \Delta H_k = \frac{1}{2g} \sum_{j=1}^{n} \alpha_j (V_j^2)$$

con:

- $\alpha_j$  = coefficiente sperimentale dipendente dal tipo di ostacolo che incontra la corrente idrica
- V<sub>j</sub> = velocità media del fluido a valle del fenomeno dissipativo j-esimo

L'equazione risolutiva finale, che calcola le perdite di carico totali, non è nient'altro che la somma delle espressioni che calcolano, rispettivamente, le perdite di carico distribuite e concentrate.

#### 3. Processo di indagine

Nel processo di indagine si descrivono i procedimenti che quantificano l'insieme delle perdite di carico globali presenti durante il moto del fluido lungo la condotta forzata.

#### 3.1. Misure di portata

Le misure di portata sono tipo sperimentale e sono state effettuate tra il 20 e il 25 febbraio 2014. La stazione pluviometrica, afferente all'"ARPA Piemonte", di Cossogno (VB)<sup>(7)</sup> non ha registrato precipitazioni durante tale periodo; quindi il tempo meteorologico ha garantito una linearità soddisfacente per quanto riguarda le misure di portata.

Tab. 3-1	Misure d	i portata
Data	Ora	Portata
		$[m^3/s]$
20/02/2014	9.00	4,352
	10.00	4,330
	11.00	4,328
	12.00	4,335
	13.00	4,326
	14.00	4,313
21/02/2014	9.00	4,296
	10.00	4,294
	11.00	4,302
	12.00	4,285
	13.00	4,168
	14.00	4,142
22/02/2014	9.00	3,867
	10.00	3,984
	11.00	4,122
	12.00	4,055
	13.00	3,879
	14.00	3,764
23/02/2014	9.00	3,432
	10.00	3,664
	11.00	3,657
	12.00	3,677

	14.00	3,578
24/02/2014	9.00	3,201
	10.00	3,178
	11.00	3,292
	12.00	3,158
	13.00	3,221
	14.00	3,093
25/02/2014	9.00	3,196
	10.00	3,174
	11.00	3,132
	12.00	3,178
	13.00	3,116

13.00

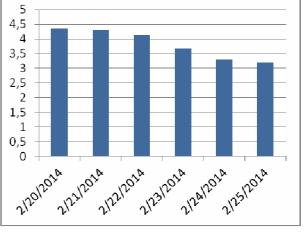
3,660

Tab. 3-2 Portate medie giornaliere Data Portata media giornaliera[m3/s] 20/02/2014 4,331 21/02/2014 4,248 22/02/2014 3,946 23/02/2014 3,615 24/02/2014 3,191 25/02/2014 3,148

14.00

3,094

Tab. 3-3 Andamento delle portate medie giornaliere



Dai dati ricavati si calcola che la portata media delle portate medie giornaliere è:

$$Q_{mg} = 3,746 \; \frac{m^3}{s}$$

Il valore di  $Q_{mg}$  è piuttosto soddisfacente, tenendo conto di alcuni valori orari fluttuanti tra i giorni 23/02 e 24/02, e sarà usato per il calcolo del *numero di Reynolds*, poiché, a priori, non si conosce il regime di moto del fluido in condotta (come spiegato nel paragrafo 3.3). Infatti, se si usasse il valore della portata transitante in un dato istante, non si terrebbe conto della sua variazione a seguito di tutti gli apporti idrologici: precipitazioni, acque di falda, etc. e, da questo, potrebbe derivare un'analisi erronea del regime di moto con conseguente caduta di tutti i presupposti per l'uso delle formule impiegate in seguito.

#### 3.1 Numero di Reynolds

Per prima cosa è necessario calcolare il *numero di Reynolds* **Re** [ \_ ], che è definito come:

$$Re = \frac{\rho V \Phi}{\mu}$$

dove:

- $\rho$  = densità del fluido acqua [kg/m<sup>3</sup>];
- V = velocità media della condotta [m/s];

(7) fraz. Cicogna a quota 696 m s.l.m.

- $\Phi$  = diametro della condotta [m];
- $\mu$  = viscosità dinamica dell'acqua a 20°C [Ns/m<sup>2</sup>].

Sistemandone opportunamente i termini e sostituendo alla viscosità dinamica quella cinematica si ha una formula più rapida e comoda:

$$Re = \frac{V\Phi}{V}$$

dove v è la viscosità cinematica a 20°C che è pari a  $1.1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ 

Per la legge di conservazione della portata si ha che:

$$Q = V * A$$

dove:

- $Q = portata [m^3/s]$
- V = velocità media in una sezione di condotta (estensione del Teroema di Bernoulli ad una corrrente lineare gradualmente variata) [m/s]
- A = sezione di condotta  $[m^2]$

ma la condotta presenta tre diversi valori di diametro sezionale, quindi anche la velocità sarà diversa in ogni tratto della condotta. Si calcolano le velocità tramite la formula inversa:

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{4Q}{\pi \Phi_1^2} = \frac{3,746 \ m^2 * 4}{3,14 \ s * 1,8^2 m^2} = 1,473 \ \frac{m}{s}$$

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{4Q}{\pi \Phi_2^2} = \frac{3,746 \ m^3 * 4}{3,14 \ s * 1,6^2 m^2} = 1,864 \ \frac{m}{s}$$

$$V_3 = \frac{Q}{A_3} = \frac{4Q}{\pi \Phi_2^2} = \frac{3,746 \ m^3 + 4}{3,14 \ s * 1,2^2 m^2} = 3,312 \ \frac{m}{s}$$

I rispettivi numeri di Reynolds sono, dunque, i seguenti:

$$Re_1 = \frac{V_1 \Phi_1}{v} = \frac{1,473 \frac{m}{s} * 1,8 m}{1,1x10^{-6} \frac{m^2}{s}} = 2,41x10^6$$

$$Re_2 = \frac{V_2 \Phi_2}{v} = \frac{1,864 \frac{m}{s} * 1,6 m}{1,1x10^{-6} \frac{m^2}{s}} = 2,71x10^6$$

$$Re_3 = \frac{V_3 \phi_3}{v} = \frac{3,312 \frac{m}{s} * 1,2 m}{1,1x10^{-6} \frac{m^2}{s}} = 3,61x10^6$$

#### 3.2 Scabrezza assoluta e relativa

La scabrezza relativa  $\varepsilon$  [ \_ ] è definita come il rapporto di quella assoluta E [m] (cioè la consistenza della rugosità di un corpo) e il diametro  $\Phi$  [m] della condotta:

$$\varepsilon = \frac{E}{\phi}$$

La condotta forzata in esame è abbastanza datata e presenta zone incrostate da ruggine di media entità.

Tab 3-3 Valori di scabrezza assoluta

Tab. 3-3 Valori d	i scabrezza assoluta
TUBAZIONI IN GHISA	E [mm]
Nuove	
• grezze	0,2 – 0,4
- rivestite internamente con bitume degradabile	0,10 – 0,20
In servizio, grezze o con rivestimenti degradabili	
- con lievi incrostazioni	0,4 – 1,0

<ul><li>parzialmente arrugginite</li><li>con forti</li></ul>	1 – 2 3,0 – 5,0
incrostazioni  Con rivestimenti non degradabili nel tempo	
- cemento applicato per centrifugazione	0,05 – 0,15

Come riporta la tabella si assume un valore di scabrezza assoluta valida per tutta la lunghezza della condotta pari a 2,5. I tre valori di scabrezza relativa derivanti saranno i seguenti:

$$s_1 = \frac{E}{\phi} = \frac{2,5 \ mm}{1800 \ mm} = 0,00139$$

$$s_2 - \frac{E}{\phi} - \frac{2,5 \ mm}{1600 \ mm} - 0,00156$$

$$s_3 = \frac{E}{\phi} = \frac{2,5 \ mm}{1200 \ mm} = 0,00208$$

#### 3.3 Abaco di Moody

Noti il numero di Reynolds e la scabrezza relativa  $\varepsilon$  ci si avvale dell'abaco di Moody per ricavare *l'indice di resistenza*  $\lambda$  (la cui utilità sarà spiegata nel prossimo paragrafo). In Fig. 3-1 si può notare come questo abaco, in realtà, sia un grafico in cui sia l'asse delle ascisse che quello delle ordinate presenta una scala logaritmica Sotto le stesse condizioni si può valutare, in aggiunta, il regime di moto di un fluido, dato dall'intersezione dei valori dei parametri precedenti. L'esperienza di Osborne Reynolds (1842-1912) riporta che il moto di un fluido può essere:

- *laminare*: i filetti fluidi transitano parallelamente l'uno all'altro;
- turbolento di transizione: i filetti fluidi hanno un andamento fluttuante, ma nel complesso, lineare;
- assolutamente turbolento: i filetti fluidi possiedono velocità e traiettorie diverse.

I valori di scabrezza relativa intersecati con i relativi valori del Numero di Reynolds ci assicurano che il moto del fluido nell'intera condotta forzata è assolutamente turbolento. In verità, poiché ci troviamo in moto assolutamente turbolento, il valore dell'indicie di resistenza dipenderà esclusivamente dal valore della scabrezza e sarà indipendente dal valore del numero di Reynolds.

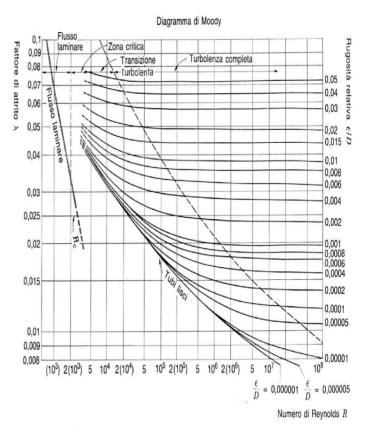


Fig. 3-1 Abaco di Moody

Tramite il diagramma, infine, si trovano i tre valori dell'indice di resistenza  $\lambda$ :

$$Re_1, \varepsilon_1 \rightarrow \lambda_1 = 0.0231$$
  
 $Re_2, \varepsilon_2 \rightarrow \lambda_2 = 0.0238$   
 $Re_3, \varepsilon_3 \rightarrow \lambda_3 = 0.0258$ 

#### 3.4 Perdite di carico distribuite: indagine

Come descritto nel paragrafo 2.2.1 si valutano le perdite di carico distribuite attraverso il calcolo della cadente piezometrica. Si affrontano le problematiche circa i metodi di calcolo e la scelta dei valori da assumere come definitivi.

#### 3.4.1 Cadente piezometrica

Si procede con la ricerca della cadente piezometrica J. Anch'essa come i parametri precedenti avrà tre distinti valori in base alla zona di condotta interessata. Per il calcolo della cadente si può scegliere di utilizzare la formula di Chézy o l'equazione di Darcy-Weisbach.

#### 3.4.2 Equazione di Darcy-Weisbach

Come riportato in "H. Rouse e S. Ince, History of Hydraulics, La Houille Blanche, 1957" l'equazione è il risultato degli studi di Henry Darcy (1803-1858) e di Julius Weisbach (1806-1871) e si presenta nella forma:

$$|-J| = \frac{\lambda}{\Psi} \frac{V^2}{2g} \left[ \Box_{\mathbb{T}^2} \right]$$

Il calcolo della cadente per i tre tratti di condotta è diretto:

Si nota come il tratto finale della condotta è quello con cadente piezometrica più elevata.

#### 3.4.3 Formula di Chézy

Un'equazione analoga a quella di Darcy-Weisbach, ma sviluppata precedentemente nell'ambito dell'idraulica delle correnti a pelo libero, è la formula di Chézy:

$$|-J| = \frac{V^2}{\chi^2 R}$$

dove:

 $R = raggio \ idraulico = \frac{Superficie \ bagnata}{Perimetro \ bagnato}$ [m] (per le condotte circolari è pari a 4)

 $\chi$  = coefficiente di scabrezza

Sostituendo al coefficiente di scabrezza di Chézy l'espressione:

$$\chi = k_s R^{\frac{1}{6}}$$

dove  $k_s$  è l'indice di scabrezza di Gauckler - Strickler  $[\mathbf{m}^{1/3}\mathbf{s}^{-1}]$  si ottiene la formula seguente:

$$I = \frac{V^2}{k_{\pi}^2 R^{\frac{4}{2}}}$$

Secondo la tabella dettagliata fornita dal portale oppo.it il valore di  $k_s$  per le condotte in ghisa in servizio corrente è pari a 70 m<sup>1/3</sup>s<sup>-1</sup>, secondo Si concede una decurtazione circa uguale al 7%, poiché i tubi presentano delle incrostazioni di ruggine talmente particolari che non rispecchiano il valore sopra fornito. Estremizzando il fenomeno dissipativo e volendo disporre di un valore della cadente che sia all'interno di un range di sicurezza e che minimizzi la differenza del valore della cadente precedentemente calcolato con

l'equazione di Darcy-Weisbach si considera il valore di  $k_s$  pari a 65 m<sup>1/3</sup>s<sup>-1</sup>.

Il calcolo della cadente per i tre tratti di condotta avviene, nuovamente, in modo diretto:

$$[ [ | -J ] ]_{\downarrow} 2 | = (V_{\downarrow} 2^{\dagger} 2) / (k_{\downarrow} s^{\dagger} 2 R_{\downarrow} 2^{\dagger} (4/3) ) = ([ [ 1,864 ] ]_{\uparrow} 2 = 0,002056$$

trovati coi metodi sopra descritti.

Tab. 3-4 Valori di J

Valori di <i>J</i> con Darcy-Weisbach	Valori di <i>J</i> con Chézy e Gauckler-Strickler	Scarto percentuale
-J <sub>1</sub>  = 0,001419	-J <sub>1</sub>  = 0,001489	-0,007%
$ -J_2 =0,002634$	$ -J_2 =0,002056$	+0,0578%
-J <sub>3</sub>  = 0,012019	-J <sub>3</sub>  = 0,008654	+0,3366%

Volendo massimizzare le perdite di carico distribuite si adopereranno le cadenti derivate dal calcolo con Darcy-Weisbach.

#### 3.4.5 Perdite di carico distribuite: calcolo finale

Si procede, ora, a sommare il valore di ogni perdita tramite la formula già riportata:

$$\mathbf{\Delta}H_a = -\sum_{i=1}^n J_i L_i$$

Perdite totali distribuite:

$$\Delta H_d = -\sum_{i=1}^3 J_i L_i = -J_1 L_1 - J_2 L_2 - J_3 L_3 =$$

$$= -0.001489 * 71m - 0.002056 * 35m +$$

$$-0.008654 * 11.05 m =$$

$$= -0.106 - 0.072 - 0.096 m = -0.274 m$$

Si nota come siano i tratti iniziale e finale a comportare la maggior parte delle perdite. Per quanto riguarda il primo tratto è la lunghezza la principale responsabile, mentre per il secondo tratto è l'alta velocità.

#### 3.5 Perdite di carico concentrate: indagine

Lungo la condotta esistono tre fenomeni dissipativi che sono responsabili delle perdite di carico concentrate:

- l'imbocco a spigolo vivo;
- il gomito a 120° che segna il passaggio dal primo al secondo tratto;
- il gomito a 90° tra il secondo e il terzo tratto.

Ogni riduzione di diametro che avviene lungo la condotta non dà luogo a una perdita di carico, poiché ogni passaggio è ben raccordato<sup>(8)</sup>.

#### Nota sulle velocità:

L'aumento della velocità che si riscontra nel punto di imbocco a spigolo vivo ha come effetto quello di abbassare localmente la linea piezometrica come mostrato in Fig. 1-13.

(8): Il valore del coefficiente è di 0,005 e la differenza dei quadrati delle velocità tenderebbe a zero. Tali perdite sono infinitesime e, quindi, trascurabili in modo rigoroso.

#### 3.5.1 Imbocco a spigolo vivo

L'imbocco della condotta presenta uno spigolo vivo a quota 279 m s.l.m. Dopo che si conosce la velocità  $V_1$  del fluido nel primo tratto della condotta e assumendo come coefficiente sperimentale  $\alpha_1 = 0,5$  [ \_ ] la perdita di carico locale si calcola tarmite la formula seguente:

$$\Delta H_1 = -\frac{1}{2g} \alpha_1 (V_1^2) =$$

$$= -\frac{s^2}{19,62 m} 0.5 \left( 1,473^2 \frac{m^2}{s^2} \right) =$$

$$= -0.0553 m$$

#### $3.5.2\,Gomito\;a\;150^\circ$

E' presente un gomito a  $150^{\circ}$  che segna il punto di passaggio dal diametro 1,8 m al diametro 1,6 m a quota 244 m s.l.m. La figura più sotto fornisce una relazione tra il coefficiente  $\alpha$  e il valore di angolo che il gomito forma. A un valore di angolo di  $150^{\circ}$  corrisponde un valore del coefficiente  $\alpha_2$  di 0,225. Tale valore è il rapporto tra il raggio di curvatura del gomito e il diametro della sezione della condotta. Note le velocità la perdita localizzata è calcolata di seguito:

$$\Delta H_2 = -\frac{1}{2g} \alpha_2 (V_2^2) =$$

$$= -\frac{s^2}{19,62 m} 0,225 \left(1,864^2 \frac{m^2}{s^2}\right) =$$

$$= -0,0398 m$$

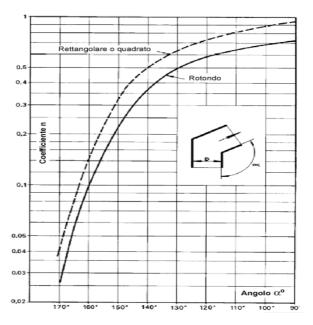


Fig. 3-2 Relazione tra il coefficiente α e l'angolo del gomito

#### 3.5.3 Gomito a 90°

Lo stesso discorso avviene per il gomito a 90° posto a quota 244 m s.l.m. alla fine del secondo tratto della condotta. A un valore (estremo) di 90° corrisponde un valore del coefficiente  $\alpha_3 = 0,725$ . Note ancora una volta le velocità prima e dopo il fenomeno dissipativo si calcola la perdita localizzata come:

$$\Delta H_3 = -\frac{1}{2g} \alpha_3 (V_3^2) =$$

$$-\frac{s^2}{19,62 m} * 0.725 * \left(3,312^2 \frac{m^2}{s^2}\right) =$$

$$= -0.4053 m$$

#### 3.5.4 Perdite di carico concentrate: calcolo finale

Le perdite di carico totali concentrate sono date dalla formula:

$$\Delta H_C = -\sum_{k=1}^n \Delta H_k = -(\Delta H_1 + \Delta H_2 + \Delta H_3) =$$

$$= -(0.0553 \ m + 0.0398 \ m + 0.4053 \ m) =$$

$$= -0.5004 \ m$$

Si conclude che il valore totale delle perdite di carico concentrate è circa pari al doppio del valore delle perdite di carico distribuite.

#### 3.6 Perdite di carico globali

Le perdite di carico globali sono l'unione, tramite l'operazione somma, delle perdite distribuite e di quelle concentrate. Sono calcolate come:

$$\mathbf{\Delta}H_{tot} = \mathbf{\Delta}H_{tt} + \mathbf{\Delta}H_{c} = -0.274 \ m - 0.5004 \ m = -0.7744 \ m = -77.44 \ cm$$

Il salto utile H si riduce, quindi, da 45,35 m a circa 44,58 m, cioè ha un decremento dell'1,71 %.

#### 3.7 Analisi sull'efficacia delle opere

Per analizzare la rilevanza di questi dati è necessario avvalersi del concetto di "potenza". Seguendo il procedimento indicato in "Augustine J. Fredrich, US Army Corps of Engineers, Institute for water Resources, Hydrologic Engineering Center (HEC), Hydrologic and Hydroelectric Power Analysis in Reservoir Systems, 1970" la potenza erogata da una turbina idroelettrica è definita come:

$$P = \eta Q \gamma H$$

dove:

•  $\eta$  = rendimento della turbina [%]

Il rendimento  $\eta$  è specificato dall'indicatore in Fig. 3-3 e varia in base alla portata transitante. Come valore si è assunto 0,94, poiché fa riferimento, al momento della lettura, alla portata transitante che più si è avvicinata alla portata media giornaliera.

Se si considerasse il salto utile senza considerare l'intervento delle perdite di carico si avrebbe una potenza nominale pari a:

$$P_{nominals} = \eta Q \gamma H = 0.94 * 3.746 \frac{m^3}{s} * 9806 \frac{N}{m^2} *$$

\*45,35 m = 1,57 MW



Fig. 3-3 Rendimento del generatore (94%)

La produzione annua, in termini di energia, sarebbe pari a:

$$E_{teorica} = P * t = 1,57 MW * 5000 h = 7850.0 MWh$$

dove:

• 5000 h = ore annuali (in media) di funzionamento dell'impianto

Mentre, considerando l'influenza delle perdite di carico, la potenza realmente erogata è pari a:

$$P_{reals} = \eta Q \gamma (H - |\Delta H_{tot}|) =$$

$$= 0.94 * 3.746 \frac{m^3}{s} * 9806 \frac{N}{m^3} * 44.98 m =$$

$$= 1.54 MW$$

La produzione annua, in termini di energia, è pari a:

$$E_{pradatta} = P * t = 1.54 MW * 5000 h = 7700.0 MWh$$

Il mancato introito di potenza, quindi, consiste in:

$$P_{dissivata} = P_{nominals} - P_{reals} = 0.03 MW$$

In un anno la mancata produzione di energia totale è pari a:

$$E_{dissipata} = 0.03 \ MW * 5000h =$$
  
= 150.0 MWh

Per la quantificazione economica dell'energia elettrica non prodotta, poiché dissipata tramite le perdite di carico, ci si basa sul seguente comunicato emanato dall'"AEEG" (Autorità per l'energia elettrica, il gas e il sistema idrico):

"30 gennaio 2014

L'Autorità, con la deliberazione 618/2013/R/efr, ha modificato la deliberazione n. 280/07, definendo la nuova struttura e i nuovi valori dei prezzi minimi garantiti che si applicano dall'1 gennaio 2014.

In particolare, l'articolo 7, comma 7.5, dell'Allegato A alla deliberazione n. 280/07, nella sua nuova formulazione, prevede che i prezzi minimi garantiti riconosciuti per l'anno 2014, per le diverse fonti e per i diversi scaglioni progressivi di energia elettrica immessa, sono pari a quelli evidenziati nella tabella 1 allegata alla medesima deliberazione, aggiornati applicando il tasso di variazione annuale dei prezzi al consumo per le famiglie di operai e impiegati rilevato dall'Istat, con arrotondamento alla prima cifra decimale secondo il criterio commerciale, con le modalità indicate nella medesima tabella.

Sulla base dei dati pubblicati dall'Istat, la variazione percentuale media annua dell'indice dei prezzi al consumo per le famiglie di operai e impiegati dell'anno 2013 rispetto all'anno 2012 è risultata pari a + 1,1%. Pertanto, i valori dei prezzi minimi garantiti per gli impianti alimentati da fonti rinnovabili di potenza nominale elettrica fino a 1 MW, vigenti per l'anno 2014 secondo i criteri previsti dalla deliberazione n. 280/07, sono evidenziati nella seguente tabella:

Tab. 3-5 Prezzi minimi garantiti anno 2014"

Fonte	Quantità di energia elettrica ritirata su base annua	Prezzo minimo garantito (valore vigente per l'anno 2014)
Idrica	[kWh]	[€/MWh]
	fino a 250.000	153,2
	oltre 250.000 e fino a 500.000	105,4
	oltre 500.000 e fino a 1.000.000	66,5
	oltre 1.000.000	57,6

L'impianto in questione ricade nella fascia di quantità di energia elettrica ritirata su base annua che supera i 10<sup>6</sup> kWh, perciò il prezzo minimo garantito per l'anno 2014 è stabilito come 57,6 €/MWh.

Il ricavo economico annuale è pari a:

$$R_{reals} = 7700,0 \ MWh * 57,6 \ \frac{\epsilon}{MWh} = 443520,0 \ \epsilon$$

Il calcolo dei costi fissi annuali è descritto nella procedura indicata in "Marchesi, Bombarda, Bresciani, Casalegno, Guilizzoni, *Costi di produzione di energia elettrica da fonti rinnovabili*, 2013" ed è descritto nella tabella sottostante:

Tab. 4-2 Costi annuali impianto idroelettrico Canoni 70000,0€ Sorveglianza/conduzione 50000,0€ 11000,0€ Assicurazioni Altri costi esercizio 15800,0 € Manutenzione ordinaria 45000,0 € Spese gestione amministrativa 58300,0 € Altre spese 10000,0€ TOTALE COSTI FISSI 260100,0 €

Il mancato guadagno economico annuale è, invece, stimato in:

$$MG_{annuale} = 150.0 \; MWh * 57.6 \frac{\epsilon}{MWh} = 8640.0 \; \epsilon$$

che fa riferimento a una mancata produzione pari a:

$$MP_{annuals} = 4,71%$$

Alla luce di quanto analizzato fino ad ora si può tranquillamente affermare che, nonostante i fenomeni dissipativi presenti lungo i tre tratti della condotta e il forte stato di usura, le perdite di carico non hanno una rilevanza tale da richiedere un intervento di manutenzione a breve. Come già detto le perdite di carico distribuite hanno un peso triplo rispetto a quelle concentrate, perciò il prossimo possibile intervento di manutenzione dovrà rivolgersi prioritariamente alla minimizzazione degli ostacoli presenti lungo il percorso della condotta forzata attraverso le tecniche esposte nel prossimo capitolo.

#### 4. Ipotesi di miglioramento prestazionale

Il progetto esecutivo dell'intervento di manutenzione che viene proposto è atto a diminuire le perdite di carico locali e distribuite. Benché l'imbocco a spigolo vivo produca l'effetto dissipativo locale che, tra i tre presenti, permette la minor dissipazione di energia esso è l'unico che possa essere contrastato, perciò è necessario ben raccordare l'imbocco della corrente idrica nella condotta forzata. La riduzione delle perdite di carico distribuite avviene attraverso la drastica riduzione della rugosità E della condotta forzata (con conseguente riduzione delle scabrezze relative di ogni tratto). Infatti non si consiglia di variare la geometria dei gomiti, poiché tale intervento sarebbe troppo oneroso e, globalmente, inutile. Col programma di intervento descritto nella tabella della pagina seguente è possibile ridurre la rugosità E dal valore iniziale pari a 2,5 mm a 0,1 mm (vedere Tab. 3-3) con un ciclo di sabbiatura e con l'applicazione di un rivestimento di bitume degradabile. La perdita di carico localizzata  $\Delta H_l$ , corrispondente allo spigolo vivo, viene totalmente eliminata tramite l'inserimento di un tubo convergente addizionale esterno alla vasca di carico, collocata alla fine del canale di derivazione. L'aggiunta del convergente devierebbe di qualche grado la traiettoria finale del canale di derivazione spostando la vasca di carico di una quantità pari alla lunghezza del tubo. Tramite accorgimenti è questi scongiurata l'introduzione di ulteriori fenomeni dissipativi. Si prescrive che il piano di intervento da effettuarsi debba tenere conto della scala delle portate del corso d'acqua, così da evitare un ulteriore fermo-macchina (e quindi un'ulteriore riduzione della perdita economica) durante i periodi più piovosi con la conseguenza di un'ulteriore perdita economica. Infine si progetta un piano di ispezione e verifica delle effettive condizioni della condotta da attuarsi con cadenza biennale.

#### 4.1 Bilancio tecnico-economico

Il progetto esecutivo esposto in tabella presenta la tipologia degli interventi e i relativi costi secondo il prezziario presentato in "DEI Tipografia del Genio Civile, Prezziari, Prezziario recupero, manutenzione, ristrutturazione". Il mancato guadagno, in seguito al fermo-macchina per 412 ore (derivate dalla somma della media delle ore di funzionamento dell'impianto in un mese e da un'ora di collaudo), è pari a:

$$MP_{412} = 1.54 \ MW * 412 \ h *$$

\* 57,6 
$$\frac{€}{MWh}$$
 = 36546,05 €

La legislazione attuale permette di ammortizzare le spese per la manutenzione straordinaria di impianti che producono energia elettrica da fonti rinnovabili del 20% ogni anno.

Infine i benefici recati saranno (con i dati a disposizione e con il dato di 5000 h/anno di funzionamento dell'impianto come convenzione):

- Potenza = +0.04 MW
- Energia prodotta = +150,0 MWh
- Ricavo = +8640,0 €
- Rugosità ridotta a 0,1 mm
- $\Delta H_1 = 0$

Tab. 4-1 Computo metrico estimativo dell'intervento di manutenzione straordinaria eseguito in economia

N° d'ordine	ordine articolo							Prezzo unitario	Importo
			Lunghezza	Larghezza	Altezza	Diametro	Tempo		
1	Pulizia accesso condotta	h	-	-	-	-	4	100,0 €/h	400,0 €
2	Sabbiatura grado SA2	m	71,0 m	-	-	1,8 m	-	23,0 €/m	1775,0 €
			35,0 m	-	-	1,6 m	-	21,0 €/m	840,0 €
			11,05 m	-	-	1,2 m	-	20,0 €/m	221,0 €
3	Applicazione del primer	m	71,0 m	-	-	1,8 m	-	27,5 €/m	1952,5 €
		m	35,0 m	-	-	1,6 m	-	24,2 €/m	847,0 €
		m	11,05 m	-	-	1,2 m	-	21,1 €/m	233,2 €
4	Rivestimento di bitume non degradabile	m	71,0 m	-	-	1,8 m	-	38,2 €/m	2712,2 €
		m	35,0 m	-	-	1,6 m	-	36,3 €/m	1270,5 €
		m	11,05 m	-	-	1,2 m	-	34,6 €/m	382,33 €
5	Smaltimento materiale	m <sup>3</sup>	6,5 m	4,3 m	1,5 m	-	-	19,60 €/m³	821,70 €
6	Raccordo rastremato dell'imbocco della condotta	m	4,0 m	-	-	-	-	150 €/m	600,0 €
7	Manodopera	h	-	-	-	-	160	25,68 €	4108,8 €
								TOTALE	16164,23 €

#### BIBLIOGRAFIA.

W. T. Choe, Handbook Of Applied Hydrology, McGraw-Hill, 1988;

L. D. Landau e E. M. Lifsits, Meccanica dei Fluidi, Riuniti Roma, 1980;

Duilio Citrini, Giorgio Noseda, *Idraulica*, Cesano Boscone, Casa Editrice Ambrosiana, 1987;

Yunus A. Cengel, John M. Cimbala, Fluid mechanics: fundamental and applications, McGraw-Hill, 2006;

A. B. Basset, An elementary treatise on hydrodynamics and sound, Cambridge, Deighton Bell, 1900;

Gianfranco Becciu, Alessandro Paoletti, Fondamenti di Costruzioni Idrauliche, UTET Scienze Tecniche, 2010;

Giuseppe Venturoli, Elementi di meccanica e d'idraulica, v. 2: idraulica, Paolo Emilio Giusti, Milano, 1818;

H. Rouse e S. Ince, History of Hydraulics, La Houille Blanche 1957;

Augustine J. Fredrich, US Army Corps of Engineers, Institute for water Resources, Hydrologic Engineering Center (HEC), *Hydrologic and Hydroelectric Power Analysis in Reservoir Systems*, 1970;

Darryl W. Davis, US Army Corps of Engineers, Institute for water Resources, Hydrologic Engineering Center (HEC), *Technical Factors in Small Hydropower Planning*, 1979;

Mays L.W., Water resources handbook, McGraw Hill, 1996;

Maidment D.R., Handbook of hydrology, McGraw Hill, New York, 1993;

Overton D.E., Meadows M.E., Stormwater modeling, Academic Press, New York, 1976.

#### Melbourne Water, Victorian Government

 $\frac{http://www.melbournewater.com.au/Planning-and-building/Standards-and-specifications/design-pipelinesandstructures/Pages/Loss-Coefficient-for-Pits-and-Junctions.aspx$ 

AEEG (Autorità per l'Energia Elettrica il Gas e il sistema idrico), Tariffe, Costi produzione energia da fonti rinnovabili

http://www.autorita.energia.it/it/tagSearch?tag=tariffehttp://www.autorita.energia.it/allegati/docs/11/103-11arg\_rtalla.pdf

DEI Tipografia del Genio Civile, Prezziari, Prezziario recupero, manutenzione, ristrutturazione http://www.build.it/

#### Portale OPPO

http://oppo.it





### Dimensionamento di una presa a trappola.

#### F. Miotto<sup>(1)</sup>

(1) Dott. Ing. Filippo Miotto, libero professionista.

(miotto.ingegneria@gmail.com, http://miottoingegneria.altervista.org)

Abstract. La realizzazione di un'opera di captazione insistente su un corso d'acqua montano richiede il rispetto di numerosi vincoli ambientali e paesaggistici volti a limitare il più possibile il suo impatto sul territorio. Negli ultimi anni si è molto diffusa la tecnica costruttiva consistente nel realizzare l'opera di presa con griglia a trappola. La particolarità di questa tipologia di derivazione consiste nel fatto che l'acqua in transito nell'alveo attraversa una griglia metallica inclinata nel senso della corrente, cadendo in parte in un canale sottostante che trasferisce le portate captate verso il dissabbiatore e, successivamente, verso la restante parte dell'impianto. Il vantaggio risiede senza dubbio nella possibilità di realizzarla a raso rispetto all'alveo del torrente, sfruttando magari dei salti già presenti o, addirittura, dei tratti dell'alveo a forte pendenza. Operando in questo modo la derivazione a trappola risulta essere molto meno impattante rispetto a strutture analoghe, richiedendo infatti meno opere visibili in alveo. Dato che i manuali in lingua italiana dedicati agli impianti idroelettrici trattano per lo più qualitativamente tale derivazione, nel presente articolo si vuole fare il punto sul metodo di dimensionamento, analizzando quanto disponibile in letteratura.

#### Introduzione.

L'opera di presa di un impianto idroelettrico consiste in un'opera civile atta ad intercettare le portate transitanti nel corso d'acqua e a convogliarle verso gli altri elementi costituenti l'impianto. Da un punto di vista tecnico esistono varie tipologie di opere di presa caratterizzate da funzionamenti idraulici differenti. La scelta di una determinata tipologia è dettata essenzialmente dalla quantità di acqua che si vuole derivare, dal trasporto solido, dallo specifico sito lungo l'alveo fluviale in cui si vuole realizzare l'opera e dai vincoli e criteri di tipo ambientale e paesaggistico da rispettare.

Un attenzione particolare è richiesta nei territori di montagna in cui si deve intervenire in un contesto territoriale quasi sempre impegnativo, sia dal punto di vista tecnico che ambientale. L'opera di presa, infatti, è realizzata spesso in zone non facilmente raggiungibili dai normali mezzi di cantiere e gli alvei sono caratterizzati da pendenze elevate e da numerosi salti naturali. Durante eventi di piena anche non particolarmente gravosi esiste sempre il rischio che il corso d'acqua sia caratterizzato da un elevato trasporto solido, con pezzatura del materiale

trasportato talvolta anche di notevole dimensione, elementi che possono impattare ed in parte occludere le opere costituenti la derivazione.

A queste problematiche di tipo tecnico si aggiungono anche i vincoli ambientali da rispettare. In particolare l'opera dovrà essere di ridotta dimensione, ben inserita architettonicamente ed ambientalmente nel territorio e capace di salvaguardare le specie ittiche presenti.

La tipologia costruttiva più diffusa, anche storicamente, per piccole derivazioni in alvei di montagna consiste nella realizzazione di una traversa fluviale in grado di innalzare localmente il livello idrico. Lateralmente viene realizzata la derivazione vera e propria tramite una bocca di presa protetta da una griglia (Figura 2-1).

Questa soluzione è proposta anche in alvei di montagna in quanto la presenza della traversa determina la formazione di un bacino di ridotte dimensioni che favorisce la derivazione dal punto di vista idraulico, oltre al controllo delle portate rilasciate in alveo. Come si nota dalla Figura 2-1 tale tipologia di derivazione, anche ipotizzandola in una configurazione elementare, risulta comunque impattante sul territorio, richiedendo opere non

esigue e l'alterazione delle caratteristiche idrauliche dell'alveo.

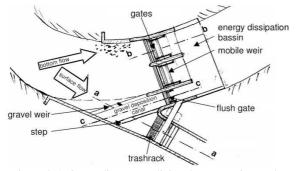


Figura 0-1. Opera di presa tradizionale, caratterizzata da traversa fluviale e derivazione laterale (ESHA, 2007).

Una soluzione a questi inconvenienti è quella di adottare un'opera di presa con griglia a trappola. In questo caso l'acqua in transito nell'alveo fluviale passa al di sopra della griglia venendo in parte intercettata. Al di sotto della griglia esiste un canale artificiale che convoglia le portate verso il dissabbiatore e la parte restante dell'impianto.



Figura 0-2. Esempio di opera di presa con griglia a trappola (ESHA, 2007).

Il vantaggio di questa soluzione è dato innanzitutto dal poter essere integrata in modo molto efficiente nell'alveo fluviale, potendo sfruttare salti naturali già presenti, senza richiedere la formazione di bacini a monte della traversa. Rivestendo con pietra opportunamente la parte a vista della struttura di calcestruzzo si ha anche un effetto visivo di continuità dell'alveo.

La griglia risulta essere inoltre autopulente, senza richiedere quindi la realizzazione di organi meccanici appositi per la pulizia, naturalmente escludendo i casi di alvei con trasporto solido eccessivo anche con piccole portate. Se opportunamente dimensionata, inoltre, permette anche ad eventuali pesci presenti di scivolare sopra di essa come se fosse un salto naturale.

Il dimensionamento e la verifica di queste opere, però, non è così semplice come può sembrare ad un primo approccio. Come si può ben vedere dalla Figura 0-2, si deve infatti tener conto che, in base alla pendenza e alla forma della griglia, oltre che alle caratteristiche del canale sottostante, parte dell'acqua può transitare sopra la griglia e non venire intercettata o essere totalmente intercettata.

Si è così ritenuto necessario fare chiarezza sulla metodologia più appropriata da adottare per dimensionare correttamente questa opera.

#### 1. Opera di presa con griglia a trappola.

Le prese a trappola sono generalmente utilizzate in corsi d'acqua con forte pendenza (ESHA, 2007). In base alle caratteristiche dell'alveo ed alle esigenze della derivazione, assumono forme diverse.

La tipologia costruttiva più semplice è la presa di tipo "francese", costituita da un canale che attraversa l'alveo fluviale trasversalmente. Tale canale, nella parte sommitale, è protetto da una griglia con una pendenza maggiore di quella del letto del fiume. Per agevolare l'ingresso dell'acqua le barre della griglia sono orientate parallelamente al flusso idrico (Figura 0-2). Una sezione tipica del canale con la griglia nella parte superiore è riportata in Figura 1-1.

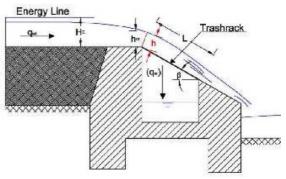


Figura 1-1. Sezione tipo di canale con griglia superiore per l'intercettazione della portata (Bratko e Doko, 2013).

Questa tipologia di opera è conosciuta a livello internazionale come "drop intake" o "Tyrolean intake" (Bratko e Doko, 2013), anche se in realtà i due nomi indicati sono collegati a due strutture differenti

La "drop intake" è associabile all'opera di presa che in Italia è comunemente indicata come "griglia a trappola". La particolarità costruttiva, come è ben visibile dalla Figura 0-2 e dalla Figura 1-1, è quella di avere la soglia superiore della traversa, dove inizia la griglia, allo stesso livello dell'alveo fluviale, sviluppandosi così tutta al di sotto del profilo di fondo alveo. Questa struttura è collocata normalmente in corrispondenza di un salto naturale

già presente nel torrente o in un tratto a forte pendenza.

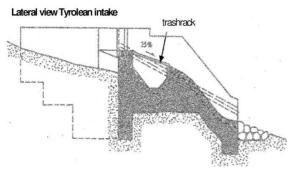


Figura 1-2. Sezione tipo di Tyrolean intake (ESHA, 2007).

La "Tyrolean intake" è costituita da una vera e propria traversa sormontabile. Presenta una soglia di monte ad una quota superiore a quella dell'alveo, determinando così un innalzamento del livello idrico non trascurabile. Ciò genera un seppur piccolo bacino d'acqua che, nel tempo, può essere intasato dal deposito del materiale trasportato dall'acqua. L'acqua transita al di sopra della soglia della traversa interessando così la griglia e venendo da questa intercettata (Figura 1-2).

Una variante della Tyrolean intake è rappresentata dalla Coanda intake (Andaroodi, 2006). Questa particolare presa utilizza una griglia di intercettazione curva, con barre disposte orizzontalmente, secondo il profilo schematico riportato in Figura 1-3.

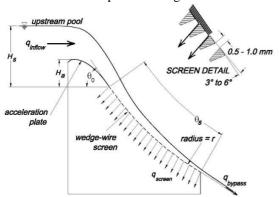


Figura 1-3. Profilo della griglia in Coanda intake (Andaroodi M., 2006).

La scelta di questa particolare forma per la griglia deriva dalla maggiore efficienza per la derivazione negli alvei ad elevato trasporto solido.

Da un punto di vista pratico, però, richiede l'adozione di una griglia curva caratterizzata inoltre da barre sagomate a trapezio. I costi di realizzazione tendono quindi a crescere rispetto soluzioni geometricamente più semplici.

#### 2. Analisi della letteratura disponibile.

Le opere di presa a trappola hanno avuto un'ampia diffusione in Italia solo in tempi piuttosto recenti, comportando a livello italiano ancora una scarsa documentazione al riguardo. Effettuando infatti una ricerca sui testi specifici per gli impianti idroelettrici, sia su quelli più recenti, quali Tanzini (2013) e Andreolli (2013), sia su quelli più classici (Evangelisti, 1951), la derivazione con griglia a trappola è descritta a livello qualitativo, senza proporre una soluzione idraulica approfondita.

La stessa guida sugli impianti idroelettrici proposta dal ESHA (2007) descrive dettagliatamente queste tipologie di opere di presa, ma solo dal punto di vista qualitativo.

Per risalire ad una trattazione fisica e rigorosa si deve ricorrere ad una analogia con un'altra opera di derivazione: la caditoia stradale.

Osservando la Figura 2-1 (CSDU, 1997) è possibile, infatti, notare che lo schema geometrico e fisico di funzionamento è coincidente. Con le opportune modifiche, tenendo conto delle diverse dimensioni delle barre della griglia e della sua inclinazione, è possibile ottenere preziose indicazioni riguardo al suo dimensionamento.

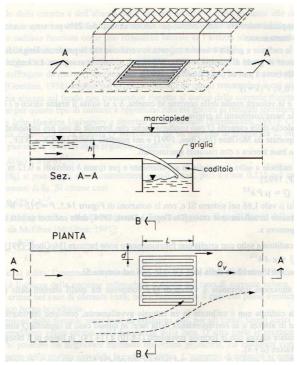


Figura 2-1. Caditoia stradale (CSDU, 1997).

Partendo da questa analogia ci si accorge così che la documentazione specifica è in realtà ampia. I due testi principali che trattano l'argomento sono quelli proposti da CSDU (1997), specifico per i sistemi di

fognatura, e da Da Deppo e Datei (1999), specifico per le opere idrauliche nelle costruzioni stradali.

Dal punto di vista idraulico il dimensionamento e la verifica sono trattati ricorrendo all'analisi di una corrente permanente con portata progressivamente decrescente, defluente su griglia di fondo, i cui primi studi sono quelli proposti da Noseda (1957). In questo documento si analizzano i coefficienti di deflusso per la griglia tramite il confronto con dati ottenuti sperimentalmente da un modello fisico.

Studi ulteriori, volti a chiarire l'influenza della larghezza della corrente rispetto alla larghezza della soglia sono stati poi condotti da Iannelli e Capodaglio (1987) e da Stephenson (1981). In quest'ultimo caso si analizzano le correnti in caduta libera passanti attraverso una griglia in cui il rapporto tra i vuoti e lo spazio occupato dalle barre è maggiore di 1.

Visto l'interesse che negli ultimi anni si è sviluppato intorno a questa tipologia di opere, sono finalmente stati proposti studi specifici riferiti alle griglie a trappola per un loro utilizzo specifico negli impianti idroelettrici.

In ambito italiano risultano molto attivi in questo settore le università di Trento e Padova, con numerosi articoli e ricerche sperimentali al riguardo, tra cui si cita Righetti et al., (2000). In essa vengono presentati i risultati di una serie di prove di laboratorio inerenti il campo di moto che si realizza al di sopra di una griglia di fondo a barre longitudinali.

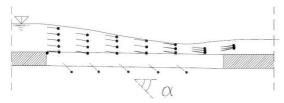


Figura 2-2. Campo di velocità misurato con tecnica L.D.A. in due piani verticali paralleli posti lungo l'asse di una barra e lungo l'asse della luce ad essa adiacente (Righetti et al., 2000).

Analisi dimensionali e comparazione con risultati da modello sono state affrontate anche in Di Stefano e Ferro (2013), come anche in Lewis et al. (2010).

In ambito internazionale, recentemente sono stati proposti vari studi, tra cui si ricordano Bratko e Doko (2013), con formule dirette per il calcolo della portata captata dalla griglia, Andaroodi (2006), con un ampia serie di grafici per il calcolo diretto delle dimensioni della griglia, e Drobir et al (1999), con studi specifici per la versione Tyrolean intake. Si sottolinea inoltre un aspetto molto pratico contenuto nello studio condotto da Andaroodi (2006), in quanto sono presenti dei grafici che legano la larghezza dell'alveo

e la portata da derivare al volume di calcestruzzo richiesto per la realizzazione della presa, permettendo quindi una stima indiretta del costo dell'opera.

#### 3. Dimensionamento e verifica della griglia.

#### 3.1. Analisi preliminare.

L'acqua in transito al di sopra della griglia viene in parte intercettata, cadendo sul fondo del canale sottostante, mentre la restante parte prosegue verso valle.

La capacità di una griglia di intercettare la portata in transito è descritta tramite la sua efficienza e, definita come rapporto tra la portata derivata  $Q_D$  e la portata totale  $Q_T$  in arrivo a monte della stessa:

$$e = Q_D / Q_T \qquad (1)$$

Limitando ora l'analisi al solo caso di un griglia realizzata con le barre disposte parallelamente al senso della corrente fluida, si può capire che il fenomeno fisico in atto non è di semplice soluzione.

In prima ipotesi dal punto di vista qualitativo, si possono notare i seguenti effetti della griglia sul moto del fluido (Noseda, 1957):

- il moto non è piano a causa dell'alternanza di sezioni piene e vuote parallelamente alla corrente;
- in ogni sezione corrispondente al vuoto esistente tra due barre la pressione si riduce a valori inferiori a quelli idrostatici;
- l'azione longitudinale di chiamata esercitata dalle fessure sulla corrente defluente sulle barre determina anche un moto trasversale di chiamata verso le fessure.

Il moto generale che ne risulta è così dato dalla sovrapposizione di due moti con direzioni diverse.

A questi aspetti si deve aggiungere anche la corretta valutazione delle resistenze al moto che si generano per attrito all'attraversamento della griglia durante la caduta nel canale sottostante.

Esistono infatti diverse forme delle barre costituenti la griglia e tali da facilitare il passaggio dell'acqua (Bratko e Doko, 2013). Le forme più diffuse sono quelle a T, a spigoli vivi, a spigoli arrotondati, ed altro ancora. Naturalmente ad ogni forma delle barre corrisponde un differente indice di resistenza.

Alcuni esempi di barre sono riportati in Figura 3-1 (Mosonyi, 1991, ASCE, 1995).

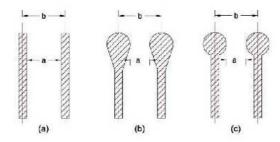


Figura 3-1. Esempi di barre costituenti la griglia (Mosonyi, 1991, ASCE, 1995).

Da un punto di vista idraulico, la sezione migliore è quella arrotondata che garantisce la migliore penetrazione dal punto di vista idrodinamico (Orth, Chardonnet, 1954), rappresentata in Figura 3-1 dalla sezione (b) e (c). Da un punto di vista manutentivo e di resistenza le soluzioni migliori sono quelle assimilabili ai profili (b) e (c) di Figura 3-1. Questi profili, infatti, sono più facilmente pulibili in caso di intasamento da parte di pietra o legname trasportato dalla corrente e, grazie all'irrigidimento della sezione, garantiscono una maggiore resistenza delle barre (Orth, Chardonnet, 1954).

#### 3.2. Aspetti idraulici.

Lo studio dell'idraulica del problema è piuttosto complessa e richiede l'adozione di formule semplificate tarate con appositi studi sperimentali (Noseda, 1957, Righetti et al., 2000).

Dato che si vuole proporre una soluzione utile nelle fasi di dimensionamento e verifica, si considera una situazione di regime caratterizzante le portate in transito nel corso d'acqua. Dal punto di vista idraulico si considera quindi:

- condizione di moto permanente di una corrente a pelo libero;
- moto unidimensionale e gradualmente variabile sulla griglia;
- distribuzione idrostatica delle pressioni in direzione normale al moto;
- griglia di dimensioni infinite nel senso trasversale alla corrente;
- trascurabile l'effetto di agitazione e dei moti dovuti alla presenza di un alveo naturale a monte della presa.

Le prime tre condizioni permettono di studiare il fenomeno in analogia ad altre situazioni di derivazione simili ampiamente trattate in letteratura. La quarta e la quinta condizione permettono di trascurare il fenomeno di disturbo dovuto alla presenza delle scarpate dell'alveo e dalla macro-

scabrezza dell'alveo a monte della presa che possono creare moti del fluido in direzioni ulteriori.

Il moto sopra la griglia è così studiato in analogia al moto permanente di una corrente a pelo libero in un canale aperto con portata progressivamente decrescente da monte verso valle a causa della derivazione di una parte del fluido. Tale moto rappresenta il caso tipico di uno sfioratore laterale, di cui si trova ampia documentazione nei testi relativi alle fognature (CSDU, 1997), in quanto è una metodologia di derivazione ampiamente utilizzata nei diversori.

La ricerca di soluzioni analitiche del problema ha portato diversi autori (Noseda, 1956, Bouvard, 1953) a considerare ulteriori ipotesi legate ai fenomeni dissipativi ed alle caratteristiche della corrente (lenta e veloce), che necessitano di suddividere l'analisi in più casi distinti, come, ad esempio, adottare un carico totale costante lungo tutta la derivazione, oppure parallelo al piano della griglia.

Le condizioni al contorno e le ipotesi avanzate in tutti questi studi, e brevemente riepilogate in questo capitolo, sono in parte semplificazioni del fenomeno reale, descritto qualitativamente al capitolo precedente. Nelle formule analitiche derivate risultano così presenti dei coefficienti di deflusso che permettono di far corrispondere la soluzione analitica a quanto osservato con esperimenti su modello.

Quanto anticipato è necessario per poter valutare la corretta espressione della legge di foronomia (Noseda, 1956, Righetti et al., 2000):

$$dq = C_q \, \overline{\omega} \, (2gY)^{1/2} \, dx \tag{2}$$

L'equazione (2) esprime il fatto che la portata dq derivata in un tratto di griglia di larghezza trasversale all'alveo pari a dx è funzione di un coefficiente di portata  $C_q$ , dal fattore di riempimento  $\varpi$ , pari al rapporto tra l'area dei vuoti e l'area totale occupata dalla griglia, oltre che naturalmente dal carico Y insistente sulla griglia, corrispondente al carico totale posseduto dalla corrente in transito.

#### 3.3. Dimensionamento della griglia.

Il dimensionamento della griglia di derivazione prevede l'individuazione delle sue dimensioni:

- L (m), pari alla larghezza in senso trasversale all'alveo;
- B (m), pari alla larghezza in senso longitudinale all'alveo:
- Dimensione e forma delle barre;
- Altezza del canale sottostante per la raccolta e l'allontanamento dell'acqua.

L'equazione che regola il fenomeno, scritta in forma estesa, è data da

$$Q = 2/3 c \mu B L (2gh)^{1/2}$$
 (4)

La portata Q (m³/s) è la portata da derivare, dato di progetto.

Il coefficiente c (-) è tipico della geometria della griglia. Definendo con b (m) l'interasse tra le barre delle griglie e con a (m) lo spazio minimo vuoto tra due barre attigue (Figura 3-1), il coefficiente c è definibile tramite l'espressione

$$c = 0.6 \text{ (a/b)} (\cos \beta)^{3/2}$$
 (5)

in cui  $\beta$  è l'angolo di inclinazione della griglia (Figura 3-2).

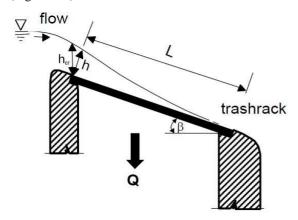


Figura 3-2. Sezione trasversale della griglia (Andaroodi, 2006).

Il coefficiente  $\mu$  (-) dipende invece dalla forma delle barre della griglia. Come riportato in Figura 3-3 il coefficiente  $\mu$  (-) assume valori variabili da 0.62, tipico delle barre a sezione rettangolare con spigoli non sagomati, fino a 0.95, tipico di barre con profilo ottimizzato per la penetrazione idrodinamica.

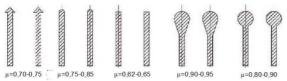


Figura 3-3. Sezione trasversale della griglia (Andaroodi, 2006).

#### 3.4. Considerazioni tecnico-operative.

Osservando le relazioni (4) e (5) si nota che le dimensioni della griglia non sono valutabili in modo univoco. La relazione (4), infatti, determina che la portata O è funzione di 7 variabili di cui:

- B, L sono strettamente collegate alla sua effettiva dimensione;
- β dipende dall'inclinazione della griglia;

- a, b, μ dipendono dalla forma scelta per le barre della griglia;
- h (m) è legata al carico idraulico a monte dell'opera.

Analizzando ora la struttura dal punto di vista tecnico-operativo, si devono fare alcune importanti precisazioni.

#### Portata di progetto.

La prima osservazione è riferita alla portata di dimensionamento. Questa deve essere maggiore della portata massima derivabile per una serie di motivi legati all'efficienza dell'impianto idroelettrico.

Ammettendo, ad esempio, che la portata di deflusso minimo vitale e quella per la scala di risalita dei pesci bypassi la presa tramite un'apposita ulteriore via, la portata da derivare tramite la griglia deve essere la somma di:

- portata massima derivabile dall'impianto idroelettrico, definita in fase di rilascio della concessione ad uso idroelettrico;
- eventuale portata per l'auto pulizia del canale derivatore, posto sotto la griglia;
- eventuale portata per l'auto pulizia del dissabbiatore.

Le portate per l'autopulizia sono derivabili solo se vengono rilasciate ai piedi della presa, garantendo così la continuità idraulica del torrente evitando la derivazione aggiuntiva di acqua, anche se per un esiguo tempo necessario per la pulizia dei dispositivi. Se il rilascio avviene immediatamente a valle della presa, senza creare tratti sottesi, parte del DMV può essere utilizzato per l'autopulizia, garantendo così il funzionamento in continuo di tali dispositivi.

#### Lunghezza L della griglia.

La lunghezza L rappresenta la dimensione della griglia trasversalmente all'alveo e quindi perpendicolarmente al flusso d'acqua.

Ipotizzando di operare in un alveo di montagna, se la portata è ridotta e l'alveo è di ridotte dimensioni, si ha che la parte della presa dedicata alla griglia occupa buona parte dell'alveo.

Al fine di ottimizzare l'impianto dal punto di vista tecnico economico, infatti, vengono scelte alcune sezioni fluviali in cui poter realizzare l'opera di presa, le quali si prestano dal punto di vista geomorfologico e di accessibilità del sito.

Al fine di ridurre al minimo l'impatto sull'ambiente, inoltre, si deve fissare anche come condizione al contorno il fatto di poter utilizzare come larghezza utile per la griglia solo la dimensione trasversale dell'alveo naturale, al limite sagomato solo localmente e sempre al netto dei dispositivi per il transito del deflusso minimo vitale, per la scala di risalita dei pesci e di altre parti strutturali necessarie. In base a quanto esposto la lunghezza L (m) della griglia risulta quindi variabile entro un range limitato.

#### Larghezza B della griglia.

La larghezza B rappresenta la dimensione della griglia parallelamente all'alveo e quindi al flusso d'acqua.

Una prima valutazione della larghezza B può essere fatta in base ai risultati ottenuti da Biggiero (1964) e riportati in Figura 3-5. In essa si riportano i profili in coordinate adimensionali delle vene in caduta libera da canale rettangolare, al variare del numero di Froude della corrente da intercettare, senza la presenza della griglia. Le ordinate rappresentano il rapporto tra il dislivello rispetto alla soglia di salto ed il carico sulla soglia. Le ascisse rappresentano il rapporto tra la distanza rispetto alla soglia di salto ed il carico sulla soglia. Le curve sono state ottenute nell'ipotesi di canale a bassa pendenza. Pur avendo delle limitazioni, il grafico di Figura 3-5 fornisce una prima stima della possibilità di intercettare l'acqua in transito.

Sovrapponendo al diagramma di Figura 3-5 il profilo trasversale schematico della presa è possibile capire se le dimensioni sono sufficienti ad intercettare la portata, come riportato in Figura 3-4.

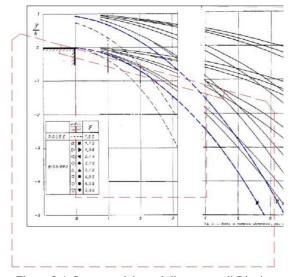


Figura 3-4. Sovrapposizione al diagramma di Biggiero (1964) del profilo della presa..

L'esempio mostra che una volta determinato il numero di Froude della corrente vengono individuati dal diagramma di Biggiero (1964) i profili superiore ed inferiore (tracciati in blu) della corrente in caduta. Tali profili devono necessariamente essere contenuti all'interno della griglia (tracciata in rosso).

Dato che la presenza della griglia riduce la capacità di derivazione prolungando verso valle il profilo di caduta della vena, il grafico proposto può essere considerato come un limite inferiore della larghezza B della griglia una volta nota l'altezza h della vena liquida a monte della griglia. La larghezza effettiva dovrà essere maggiore.

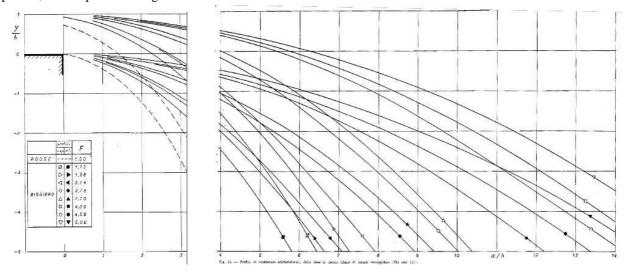


Figura 3-5. Profili in coordinate adimensionali delle vene in caduta libera da canale rettangolare (Biggiero, 1964).

Inclinazione  $\beta$  della griglia.

L'inclinazione  $\beta$  della griglia influenza la relazione (4) tramite un fattore  $cos(\beta)^{3/2}$ .

Per valori compresi tra 30° e 0°, quindi orizzontale, il fattore  $cos(\beta)^{3/2}$  varia tra 0.80 e 1.0 (Figura 3-6).

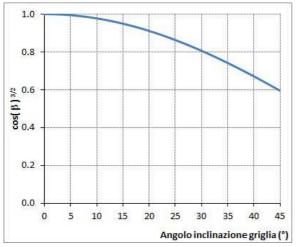


Figura 3-6. Analisi di sensitività relativa all'influenza dell'inclinazione della griglia sulla portata derivabile.

L'inclinazione di 30° è da considerarsi un valore limite. Oltre tale valore infatti diventa sensibile la portata che supera la griglia rispetto a quella derivata (Noseda, 1957).

#### Tipologia di griglia.

La tipologia di griglia è definibile stabilendo l'interasse tra le barre, la loro forma e lo spazio libero esistente tra due barre (Figura 3-1 e Figura 3-3).

Come già discusso, la scelta, più che da motivi idraulici, è spesso legata al costo, che cresce al crescere della complessità della geometria delle barre. La scelta della forma e degli spessori, inoltre, è legata alla tipologia di materiale solido che può transitare al di sopra della griglia sia in condizioni di esercizio sia in condizioni di piena.

#### Carico idraulico h a monte della griglia.

La relazione (4) indica che al crescere del carico idraulico h a monte della griglia cresce la portata derivata.

La sua definizione può essere fatta creando un modello idraulico con un software come USACE HEC-RAS che permette, una volta ricostruita la geometria dell'alveo e della presa, risalire ai profili della corrente al variare della portata.

In alternativa è possibile in prima approssimazione considerare che nella parte superiore della griglia, ammettendo questa inclinata rispetto all'orizzontale, il profilo della corrente che si instaura determina il passaggio per lo stato critico, con profili di monte quindi tracciabili almeno qualitativamente (Ghetti, 1998, Citrini e Noseda, 2009).

# 4. Cenni per il dimensionamento del canale evacuatore sottostante la griglia.

Il canale posto al di sotto della griglia è realizzato normalmente con sezione rettangolare o al più trapezioidale. La sua larghezza è pari alla proiezione in pianta della griglia di derivazione ed ha una lunghezza superiore alla griglia in modo da garantire un migliore allontanamento delle acque.

Alla fine del canale evacuatore può essere presente un setto sormontabile oppure può esserci l'ingresso diretto verso il canale che conduce al dissabbiatore. Da un punto di vista funzionale la soluzione migliore sarebbe quella di prevedere a valle del canale evacuatore un setto verticale sormontabile. Questo separa il canale da una piccola vasca di carico che alimenta il condotto che conduce al dissabbiatore.

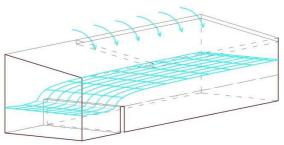


Figura 4-1. Schema semplificato di funzionamento del canale evacuatore posto al di sotto della griglia di captazione. E' stato evidenziato il profilo medio della corrente nel canale, trascurando il disturbo fornito dalla caduta dell'acqua attraverso la griglia.

L'acqua in transito nel canale incontra il setto ed è così costretta a sfiorare al di sopra di esso. Questo effetto di accumulo permette un primo deposito all'interno del canale evacuatore del materiale più grossolano, come ghiaie e sabbie, presente nell'acqua captata. Una luce di fondo posta nel canale permetterà a richiesta di effettuare la pulizia e lo spurgo del canale.

Il setto descritto si comporta idraulicamente come uno sfioratore a larga soglia, con un funzionamento idraulico ottimale se il profilo idrico non viene rigurgitato. In alternativa si può pensare di collegare il canale evacuatore con il dissabbiatore tramite delle luci a battente che garantiscono maggiore regolarità per le portate trasferite verso il dissabbiatore.

Si tenga presente che l'acqua in arrivo da monte è quella in caduta attraverso la griglia. Il moto dell'acqua nel canale evacuatore posto al di sotto della griglia è quindi fortemente disturbato dall'acqua in caduta, con increspature della superficie del pelo libero non trascurabili.

### 4.1. Tracciamento del profilo della corrente nel canale evacuatore.

Da un punto di vista idraulico il dimensionamento di questo canale è molto simile al dimensionamento del canale evacuatore di uno sfioratore laterale in una diga o, equivalentemente, di un canale di gronda. Questo argomento è ampiamente trattato nei testi specifici sia dei canali a pelo libero (Te Chow, 1959), sia degli sbarramenti (Senturk, 1994).

La trattazione rigorosa prevede di valutare il profilo in un canale di gronda tramite la relazione (Te Chow, 1959)

$$\frac{d\mathbf{h}}{dx} = \frac{i - J - \left[2 - \frac{U \cdot \cos\phi}{V}\right] \cdot \frac{Q\frac{dQ}{dx}}{gA^2} + \frac{Q^2\frac{dA}{dx}}{gA^3}}{1 - F^2}$$

in cui la variazione infinitesima dh del livello idrico in funzione della variazione infinitesima dell'ascissa curvilinea dx che descrive il canale è funzione della pendenza di fondo del canale i (m/m), della cadente piezometrica J (m/m), della velocità U (m/s) della corrente in arrivo nel canale, incidente con un angolo  $\phi$  rispetto alla direzione di moto nel canale, della velocità media V (m/s) della corrente all'interno del canale, della portata  $Q(m^3/s)$  in transito nel canale che varia lungo l'ascissa curvilinea x(m) che descrive lo sviluppo del canale. L'area  $A(m^2)$  indicata rappresenta l'area bagnata, anch'essa variabile lungo l'ascissa curvilinea x. Con F(-) è stato indicato il numero di Froude locale della corrente. La variazione di portata lungo x è ottenibile dividendo la (4) per la lunghezza L della griglia.

Purtroppo la relazione (6) è valida nel caso in cui il profilo della corrente nel canale sia regolare, mentre, come descritto precedentemente, data l'esiguità delle dimensioni del canale, non è del tutto possibile trascurare gli effetti di agitazione turbolenta determinati dalla caduta nel canale di acqua dall'alto. Approfondimenti per la casistica con apporto regolare di portata laterale sono presentati in Gisoni e Hager (2012).

La relazione (6) è risolta discretizzando l'ascissa curvilinea e tenendo conto delle condizioni al contorno:

- a valle del canale transita la portata massima, nota; nel caso di passaggio al di sopra del setto il profilo di richiamo sulla soglia passa attraverso lo stato critico; nel caso di utilizzo di una luce a battente per trasferire le portate verso valle, il livello idrico a monte della luce è quello che permette il trasferimento verso valle della portata di progetto dell'impianto;
- a monte, contro la parete che delimita il canale, la portata in ingresso è pari a zero, e da questo punto in poi inizia ad entrare acqua dalla griglia.

È necessario ora stabilire le caratteristiche energetiche della corrente. Dato che la portata è variabile lungo il canale, una ipotesi semplificativa, ma tale da permettere di risolvere la (6) è di considerare costante l'energia specifica E(m) lungo il canale, sfruttando così l'ulteriore relazione

$$E = cost = h + (Q^2)/(2 g A^2)$$
 (7)

che, posta a sistema con la (6), permette di ottenere il profilo della corrente.

Si rimanda ai testi specifici (Ghetti, 1998, Citrini e Noseda, 2009) per approfondimenti sul metodo per la risoluzione numerica dell'equazione differenziale proposta in (6).

#### 5. Conclusioni.

La realizzazione di un impianto idroelettrico deve soddisfare dei particolari requisiti tecnico economici che garantiscono il suo funzionamento ottimale. A questi requisiti si aggiungono altri di tipo ambientale e paesaggistico volti a preservare il più possibile l'ambiente in cui l'impianto viene realizzato.

Negli ultimi decenni si sta così diffondendo sempre più anche in Italia l'opera di presa della tipologia "con presa a trappola". Questa tipologia di derivazione consiste essenzialmente nel realizzare un canale trasversale all'alveo alla cui sommità è posizionata una griglia per l'intercettazione delle portate circolanti.

I vantaggi di questa tipologia di derivazione, rispetto a quelle più tradizionali, sono identificabili nel poter essere realizzata a raso rispetto al fondo alveo sfruttando al meglio piccoli salti già presenti in alveo se non, addirittura, tratti a forte pendenza. In questo modo l'impatto visivo risulta modesto rispetto ad altre tipologie di derivazione garantendo, inoltre, un miglior passaggio dei pesci al disopra di essa, sempre che questa sia ben progettata.

Purtroppo, data la recente applicazione in Italia, nei testi specifici per gli impianti idroelettrici, non sono fornite indicazioni precise sul suo dimensionamento. In realtà, vista l'analogia con altre strutture di derivazione simili, utilizzate soprattutto in ambito fognario, è possibile risalire a testi che descrivono molto dettagliatamente tale tipologia di derivazione. Nella presente memoria è stato così analizzato brevemente quanto disponibile nella letteratura tecnica sia italiana sia internazionale, fornendo la metodologia di dimensionamento dell'opera di presa.

Sono stati forniti i riferimenti bibliografici per approfondire ulteriormente l'argomento ed analizzare i vari aspetti idraulici che riguardano il manufatto. La trattazione è stata comunque semplificata, non essendo state fornite indicazioni in merito alle verifiche strutturali dell'opera ed all'influenza che questa ha comunque sui profili della corrente nell'alveo in cui è realizzata.

#### BIBLIOGRAFIA.

Andaroodi M., Standardization of civil engineering works of small high-head hydropower plants and development of an optimization tool, Communication 26, LCH – Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Editeur: Prof. Dr. A. Schleiss, Lausanne, 2006.

Andreolli F., Impianti micro idroelettrici, Progetto e installazione, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2013.

ASCE - American Society of Civil Engineers, (1995) Guidelines for Design of Intakes for Hydroelectric Plants.

Biggiero, V. "Scaricatori di fogna con luce sul fondo in alvei cilindrici oa valle di salti." Istituti Idraulici dell'Università di Napoli, pubblicazione 198 (1964).

Bouvard, M., Debit d'une grille par en dessous. La Houille Blanche, maggio 1953.

Bratko D., Doko A., Water intake structures for hydropower, 2<sup>nd</sup> International Balkans Conference on Challenges of Civil Engineering, BCCCE, 23-25 May 2013, Epoka University, Tirana, Albania.

Castillo L., Carrillo J., Garcia J., Comparison of clear water flow and sediment flow through bottom racks using some lab measurements and CFD methodology, River Basin Management VII (a cura di: C.A. Brebbia), Wessex Institute of Technology, UK, 2013.

Citrini D, Noseda G., Idraulica, Casa Ed. Ambrosiana, 2009.

CSDU – Centro Studi Deflussi Urbani, (a cura di: Artina S. et al.), Sistemi di fognatura – Manuale di progettazione, Hoepli, 1997.

Da Deppo L., Datei C., Le opere idrauliche nelle costruzioni stradali, Editoriale Bios s.a.s., 1999.

Di Stefano C., Ferro V., Experimental Study of the Stage-Discharge Relationship for an Upstream Inclined Grid with Longitudinal Bars, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, 139(8), pg. 691-695, 2013.

Drobir H., Kienberger V., Krouzecky N., The wetted rack length of the Tyrolean weir, IAHR 28th Congress. Madrid, Spain: IAHR, 1999.

Emil Mosonyi, (1991) High-Head Power Plant, Volume IIA., Akademia Kiado, Budapest.

Evangelisti G., Impianti speciali idraulici, vol. I-II, Patron Editore, Bologna, 1951.

Ghetti A., Idraulica, Libreria Cortina, 1998.

Gisonni, C., & Hager, W. H. (2012). Sistemi di pompaggio e dispositivi di controllo. In Idraulica dei sistemi fognari (pp. 71-97). Springer Milan.

Iannelli G., Capodaglio A., Le caditoie pluviali: problemi di progettazione ed interferenze funzionali con le reti fognarie, Atti del VIII Corso di Aggiornamento in Tecniche per la Difesa dall'Inquinamento, Università della Calabria, 18-20 giugno 1987.

Lewis, J. W., Wright, S. J., Pribak, M., & Sherrill, J. (2010). Bottom slot discharge outlet for combined sewer diversion structure. Journal of Hydraulic Engineering, 137(2), 248-253.

Noseda G., Correnti permanenti con portata progressivamente decrescente, defluenti su griglie di fondo – ricerca sperimentale, L'Energia Elettrica, n.6, 1957.

Orth J., Chardonnet E., Meynardi G., Etude de grilles pour prises d'eau du type en dessous, La Houille Blanche, giugno 1954.

Righetti M., Rigon R., Lanzoni S., Indagine sperimentale del deflusso attraverso una griglia di fondo a barre longitudinali, XXVII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche 3 (2000): 112-119.

Senturk F., Hydraulics of dams and reservoirs. Water Resources Publication, 1994.

Stephenson D., Developments in water science, 14, Stormwater Hydrology and Drainage, Elsevier Company, Amsterdam, Olanda, 1981.

Tanzini M., Impianti idroelettrici, Progettazione e costruzione, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2013.

Te Chow V., Open channel hydraulics, 1959.





### Idraulica fluviale. Effetto di una traversa in un corso d'acqua

#### P. Marcucci

(ing.marcucci@gmail.com)

Abstract. Scopo della presente è valutare in prima approssimazione le variazioni relative ai profili idraulici causate dalla presenza di una traversa in alveo e le conseguenti ripercussioni sul corso d'acqua stesso. Volendo realizzare uno studio verosimile, ma senza impegnare eccessive risorse, si è deciso di considerare un tratto di corso d'acqua sul quale sia ragionevole ipotizzare un impianto per la produzione di energia elettrica, naturalmente è risultata fin da subito la necessità di poter disporre delle informazioni necessarie per impostare la modellazione del problema quali portate in alveo, condizioni al contorno sotto forma di livelli idrici a monte ed a valle del tratto in esame, geometria dell'asta fluviale e dello sbarramento, scabrezze di fondo e giustificazione sulla lunghezza del corso d'acqua da considerare. Valutato quanto sopra indicato e soprattutto la necessità di reperire facilmente i dati indispensabili, si è preso in esame il torrente San Bernardino che con il torrente San Giovanni rappresenta il principale corso d'acqua della città di Verbania per cui è possibile ottenere dal P.R.G. e dalla C.T.R. le informazioni necessarie.

#### Introduzione.

Al fine di realizzare uno studio per quanto possibile realistico, ma non espressamente reale, si è proceduto come di seguito.

Per la definizione della geometria dell'alveo considerato si è fatto riferimento alla C.T.R. (carta tecnica regionale) [1] in scala 1:10'000, utilizzata per la modellazione del corso d'acqua.

Il rio preso in esame è il torrente San Bernardino nel tratto finale, presso l'immissione nel lago Maggiore, tale scelta è stata motivata dal fatto che non potendo realizzare un rilievo topografico di dettaglio si è fatto riferimento ad un alveo facilmente individuabile dalla C.T.R., in particolare, essendo il rio all'interno del comune di Verbania risultano disponibili i dati necessari per l'esecuzione dello studio.

Le informazioni relative alle portate transitanti nel torrente ed ai livelli del lago sono state dedotte dal P.R.G. (piano regolatore generale) [2] del comune di Verbania

Per la determinazione dei profili idraulici si è utilizzato il codice di calcolo denominato HEC-RAS [3], tale software è stato sviluppato nel corso degli anni da U.S. ArmyCorps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, ed è finalizzato allo studio della propagazione delle piene nei corsi d'acqua.

Il software HEC-RAS permette di modellare la propagazione di una corrente lungo un corso d'acqua utilizzando uno schema unidimensionale sia in condizioni di moto permanente che in condizioni di moto vario con la eventuale presenza di singolarità (ponti, tombini, briglie e strutture in genere).

Il sistema di calcolo è concepito per applicazioni nella sistemazione dei corsi d'acqua e delle pianure alluvionali e per gli studi finalizzati alla determinazione delle aree allagabili con diversi tempi di ritorno, determinando la variazione del pelo libero per condizioni di moto permanente o gradualmente variato.

Con il moto permanente (indipendente dal tempo) è possibile modellare correnti lente, veloci o miste, la procedura di calcolo è basata sulla soluzione delle equazioni dell'energia secondo lo schema monodimensionale.

Le perdite di energia considerate sono dovute alla scabrezza, mediante l'impiego del coefficiente di Manning [4] ed alla contrazione e/o espansione della vena fluida, attraverso un coefficiente moltiplicatore della variazione dell'energia cinetica.

Si è proceduto inizialmente con lo studio relativo al corso d'acqua senza la traversa e successivamente con la presenza del manufatto, consentendo così un confronto fra i vari livelli idrici prima e dopo l'ipotetica realizzazione dello sbarramento.

#### 1. Input.

Per realizzare il modello necessario al tracciamento dei profili di moto permanente sono richiesti i seguenti dati:

- geometria del corso d'acqua e della traversa;
- dati di portata;
- condizioni al contorno.

## 1.1. Geometria del corso d'acqua e della traversa

La geometria del corso d'acqua [Allegato 1] viene individuata mediante l'utilizzo di sezioni dell'alveo, convenzionalmente la singola sezione viene rappresentata graficamente come vista da un osservatore con le spalle alla sorgente.

Normalmente le sezioni vengono posizionate in direzione perpendicolare al flusso della corrente e solo per situazione particolari vengono ruotate, ad esempio una singolarità potrebbe non rispettare l'ortogonalità della corrente e quindi, dovendola comunque rappresentare, si avrebbe una sezione che non rispetta tale regola.

Per l'individuazione della geometria, normalmente ci si affida ad un rilievo topografico, nel caso specifico sono state utilizzate alcune sezioni rilevate alcuni anni orsono, integrate con altre dedotte dalla cartografia disponibile, si è ritenuta tale approssimazione accettabile per quanto atteso.

La traversa è stata ubicata 956,19 m dalla prima sezione di valle, in una posizione dove attualmente risulta presente una briglia con relativa scala di risalita.

Tale scelta è motivata dalla necessità di realizzare uno studio il più realistico possibile, compatibilmente con i dati disponibili.

#### 1.1.1. Sezioni

L'asta fluviale è stata modellata con l'impiego di n°25 sezioni, ognuna individuata da un codice numerico che rappresenta la distanza progressiva espressa in metri a partire dall'ultima sezione di valle a cui corrisponde la progressiva 0,00 [Allegato 2].

La sez.1 risulta in corrispondenza della foce, la sez.3 coincide con il ponte della strada statale mentre le sezioni 10 e 11 sono state ubicate immediatamente a valle ed immediatamente a monte rispetto alla traversa oggetto di studio.

I ponti presenti nel tratto esaminato non sono stati considerati, sia per la mancanza del necessario rilievo, sia perché presentano un intradosso assai alto rispetto al fondo alveo e quindi considerati ininfluenti per il deflusso delle acque.

Sez.	Progr. (m)	Sez.	Progr. (m)	Sez.	Progr. (m)
1	0,00	11	970,19	21	1.956,94
2	150,04	12	1.000,24	22	2.107,09
3	250,36	13	1.054,62	23	2.177,38
4	354,97	14	1.155,47	24	2.243,80
5	505,28	15	1.255,62	25	2.300,00
6	655,39	16	1.357,05		
7	755,75	17	1.478,56		
8	805,90	18	1.603,81		
9	881,84	19	1.706,02		
10	942,19	20	1.856,13		

Figura 1-1. Elenco sezioni impiegate.

La porzione del corso d'acqua è stata limitata a 2,3km perché dalle verifiche eseguite risulta che l'apprezzamento in termini di differenza dei livelli idrici oltre tale progressiva risultava ininfluente.

Ogni sezione è individuata da coppie di coordinate che rappresentano una spezzata, inoltre per ogni tratto della spezzata è assegnato un coefficiente di scabrezza come proposto da Manningn [m<sup>-1/3</sup>s].

In particolare sono stati adottati i seguenti valori:

- n=0,020 per il fondo alveo;
- n=0,035 per gli argini.

Tale suddivisione è dovuta alla presenza della vegetazione in prossimità delle sponde dove normalmente non transita la corrente e ciò determina un aumenta della scabrezza.

#### 1.1.2. Traversa

Si è ipotizzato uno sbarramento a servizio di un impianto a coclea o vite di Archimede.

La coclea idraulica può essere applicata dove si incontrano dislivelli di acqua, essa sfrutta l'energia potenziale presente nel punto più alto e per effetto della conseguente caduta verso il punto più basso viene convogliata ad un rotore collegato ad un generatore che trasforma l'energia cinetica data dal movimento della coclea in energia elettrica.

Tale soluzione appare la migliore per la situazione in esame per i seguenti motivi:

- semplicità d'uso;
- limitato salto utile a disposizione;
- non sono richieste grandi opere di derivazione;
- avendo un rilascio immediatamente a valle dello sbarramento risulta ininfluente il problema del DMV (deflusso minimo vitale);
- eventuali corpi solidi trascinati dalla corrente attraverso la griglia di protezione non danneggiano la vite.

Al fine di garantire la maggior funzionalità dell'opera, lo sbarramento è stato previsto con un ciglio sfiorante che interessa tutta la larghezza dell'alveo senza organi mobili, con la parte centrale incisa per una larghezza 13,40m in modo da concentrare la portata e quindi la velocità il più lontano possibile dalle sponde evitandone l'erosione. La soglia sfiorante ha una quota minima di 200,91m s.l.m. mentre la quota di alimentazione delle coclea risulta di 201,91m s.l.m. questo al fine di privilegiare il deflusso delle acque in alveo anche in situazione di magra.

Per i calcoli eseguiti con la presenza della traversa si è ipotizzato un interrimento a monte dello sbarramento in grado di raggiungere la quota di 200,91 m s.l.m. coincidente con la quota minima del ciglio sfiorante [Allegato 3].

#### 1.2. Dati di portata.

Normalmente, le portate da utilizzare per il tracciamento dei profili del pelo libero, vengono determinate mediante modelli afflussi – deflussi a partire dalle intensità di pioggia registrate; mediante similitudine idrologica con bacini aventi caratteristiche simili a quello in esame; combinazione di entrambe le metodologie, e quando possibile, con la taratura delle elaborazioni mediante i dati disponibili in corrispondenza di sezioni di misura.

#### 1.2.1. Portate utilizzate

Nel caso in esame si è fatto riferimento a quanto riportato dal P.R.G.

"I valori di portata sopra indicati si riferiscono a portate di sola acqua; ad essi andrebbero aggiunte le portate solide per trascinamento, sospensione e, soprattutto, flottazione, che, considerando le caratteristiche del profilo e le velocità prevedibili non dovrebbero superare il 5-10% della portata massima nel colmo di piena nel tratto in esame."

Tempo rit. (anni)	Ponte Santino	Idrometrografo	Foce	
10	618	637	651	
20	808	833	836	
50	889	915	936	
100	969	999	1023	
500	1080	1113	1140	

Figura 1-2. T. S. Bernardino – portate al colmo [m<sup>3</sup>/sec].

Portate utilizzate per la verifica delle sezioni:

 $Q_{500}$ =1140 mc/sec – incremento del 10% per il trasporto solido = 1254 mc/sec;

 $Q_{100}$ =1023 mc/sec – incremento del 9% per il trasporto solido = 1115 mc/sec;

 $Q_{50}$ = 936 mc/sec – incremento del 7% per il trasporto solido = 1002 mc/sec;

 $Q_{10}$ = 651 mc/sec – incremento del 5% per il trasporto solido = 684 mc/sec.

Tempo rit. (anni)	10	50	100	500
Portata (mc/sec)	684	1002	1115	1254

Figura 1-3. T. S. Bernardino – portate di calcolo [m<sup>3</sup>/sec].

Per completezza si è voluto procedere con il tracciamento della scala delle portate Q=Q(H) in corrispondenza della traversa utilizzando nove valori di portata imposti arbitrariamente.

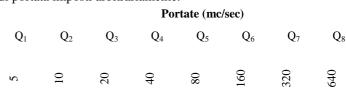


Figura 1-4. valori usati per la scala delle portate [m<sup>3</sup>/sec].

#### 1.3. Condizioni al contorno.

Le condizioni al contorno si rendono necessarie per il tracciamento dei profili di moto permanente, in particolare i punti di partenza vanno ricercati all'estremo di valle nel caso di corrente lenta e nell'estremo di monte nel caso di corrente veloce.

A priori si è ipotizzato qualitativamente il tipo di corrente, si è ritenuto ragionevole supporre che

almeno il tratto a valle della traversa ed immediatamente a monte sia in corrente lenta, mentre avendo incertezza per il resto del corso d'acqua si è imposta anche una condizione di monte, in modo da poter sviluppare un calcolo in corrente mista ovvero lenta e veloce.

#### 1.3.1. Condizioni di valle

Per l'assegnazione delle condizioni di valle sono stati considerati il livelli del lago Maggiore riportati dal P.R.G.

#### Estrapolazione con correlazione di Gumbell

Tempo di ritorno (anni)	2,33	10	20	50	100	200	300	400	200
Livelli massimi (m s.l.m.)	195,55	196,6/	197,15	197,78	198,25	198,71	198,99	199,18	199,30

Figura 1-5. Lago Maggiore – Livelli massimi [m s.l.m.].

Sono state utilizzati i livelli:

 $Z_{10} = 196,67 \text{ m s.l.m.}$ 

Z<sub>100</sub>=198,25 m s.l.m.

Z<sub>200</sub>=198,71 m s.l.m.

Non sono stati presi in considerazione i livelli maggiori per i seguenti motivi:

- durante l'evento di piena del lago Maggiore verificatosi nel 2000, il tratto costiero di Verbania risultava sommerso, per cui risulterebbe necessario un rilievo di maggior dettaglio e più esteso, inoltre considerando che il P.R.G. riporta "... il livello di 197.94 dell'ottobre 2000 risulta riferibile ad un tempo di ritorno di circa 75 anni" significa che già con Z<sub>100</sub> i dati geometrici a disposizione sono inadeguati;
- avendo considerato una portata Q<sub>500</sub> pare eccessivamente cautelativo combinare tale portata con Z<sub>300</sub> Z<sub>400</sub> Z<sub>500</sub>, la superficie sottesa dalla sezione di chiusura del bacino oggetto di studio misura 132,30 km<sup>2</sup>, mentre la superficie complessiva del bacino afferente al lago Maggiore è 6599 km<sup>2</sup> [5], pertanto è difficile ipotizzare coincidenza temporale di due eventi eccezionali.

#### 1.3.2. Condizioni di monte

A monte si è imposta la condizione "normal depth", ovvero l'altezza di moto uniforme, fornendo la pendenza della linea dell'energia utilizzata per calcolare l'altezza di moto uniforme per tutti i profili nella sezione "upstream".

La pendenza dell'energia è stata fatta coincidere con la pendenza della linea di fondo nel tratto compreso fra le sezioni 24 e 25 (216,50-214,50)/(2300,00-2243,80)=0,036.

#### 2. Output

Il codice HEC-RAS fornisce i risultati sotto forma di:

- profili;
- sezioni;
- tabelle.

#### 2.1. Profili

Per la determinazione dei profili di moto permanente da tracciare sono state combinate le portate  $Q_{500}$  -  $Q_{100}$  -  $Q_{50}$  -  $Q_{10}$  con i livelli  $Z_{200}$  -  $Z_{100}$  -  $Z_{10}$  in modo da ottenere dodici profili differenti per l'alveo senza traversa ed altri dodici profili per l'alveo con la traversa.

Mentre per il tracciamento della scala delle portate in corrispondenza della traversa i valori di  $Q_1-Q_2-Q_3-Q_4-Q_5-Q_6-Q_7-Q_8-Q_9 \, {\rm sono} \,\, {\rm calcolati} \,\, {\rm solo} \,\, {\rm con} \,\, Z_{10} \,\,$  di valle, naturalmente in presenza dello sbarramento.

Graficamente sono rappresentati i profili dell'energia totale "EG", del livello idrico "WS", livello critico "Crit" e del fondo alveo "Ground".

Nei tratti in cui WS<Crit la corrente è veloce, nel caso WS>Crit la corrente è lenta per cui sono facilmente individuabili i risalti idraulici, ovvero il passaggio della corrente da veloce a lenta.

#### 2.1.1. Alveo senza la traversa

Di seguito sono indicati i profili studiati per i seguenti casi:

```
Z_{10} = 196,67 \text{ m s.l.m. } Q_{10} = 684 \text{ m}^3/\text{s};
```

$$Z_{10} = 196,67 \text{ m s.l.m. } Q_{50} = 1002 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$Z_{10} = 196,67 \text{ m s.l.m. } Q_{100} = 1115 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$Z_{10} = 196,67 \text{ m s.l.m. } Q_{500} = 1254 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$Z_{100}$$
=198,25 m s.l.m.  $Q_{10} = 684 \text{ m}^3/\text{s};$ 

$$Z_{100}=198,25 \text{ m s.l.m.} Q_{50}=1002 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$Z_{100}$$
=198,25 m s.l.m.  $Q_{100}$ =1115 m<sup>3</sup>/s;

$$Z_{100}$$
=198,25 m s.l.m.  $Q_{500}$ =1254 m<sup>3</sup>/s;

$$Z_{200}$$
=198,71 m s.l.m.  $Q_{10} = 684 \text{ m}^3/\text{s};$ 

$$Z_{200}$$
=198,71 m s.l.m.  $Q_{50}$  =1002 m<sup>3</sup>/s;

$$Z_{200}=198,71 \text{ m s.l.m. } Q_{100}=1115 \text{ m}^3/\text{s};$$

 $Z_{200}=198,71 \text{ m s.l.m. } Q_{500}=1254 \text{ m}^3/\text{s [Allegato 4]};$ 

#### 2.1.2. Alveo con la traversa

Di seguito sono indicati i profili studiati per i seguenti casi:

```
\begin{split} Z_{10} =& 196,67 \text{ m s.l.m. } Q_{10} = 684 \text{ m}^3/\text{s}; \\ Z_{10} =& 196,67 \text{ m s.l.m. } Q_{50} =& 1002 \text{ m}^3/\text{s}; \\ Z_{10} =& 196,67 \text{ m s.l.m. } Q_{100} =& 1115 \text{ m}^3/\text{s}; \\ Z_{10} =& 196,67 \text{ m s.l.m. } Q_{500} =& 1254 \text{ m}^3/\text{s}; \\ Z_{100} =& 198,25 \text{ m s.l.m. } Q_{10} =& 684 \text{ m}^3/\text{s}; \\ Z_{100} =& 198,25 \text{ m s.l.m. } Q_{50} =& 1002 \text{ m}^3/\text{s}; \\ Z_{100} =& 198,25 \text{ m s.l.m. } Q_{100} =& 1115 \text{ m}^3/\text{s}; \\ Z_{100} =& 198,25 \text{ m s.l.m. } Q_{500} =& 1254 \text{ m}^3/\text{s}; \\ Z_{200} =& 198,71 \text{ m s.l.m. } Q_{10} =& 684 \text{ m}^3/\text{s}; \\ Z_{200} =& 198,71 \text{ m s.l.m. } Q_{50} =& 1002 \text{ m}^3/\text{s}; \\ Z_{200} =& 198,71 \text{ m s.l.m. } Q_{100} =& 1115 \text{ m}^3/\text{s}; \\ Z_{200} =& 198,71 \text{ m s.l.m. } Q_{100} =& 1115 \text{ m}^3/\text{s}; \\ Z_{200} =& 198,71 \text{ m s.l.m. } Q_{500} =& 1254 \text{ m}^3/\text{s} \text{ [Allegato 5]}; \\ Z_{200} =& 198,71 \text{ m s.l.m. } Q_{500} =& 1254 \text{ m}^3/\text{s} \text{ [Allegato 5]}; \\ \end{split}
```

#### 2.2. Sezioni

HEC-RAS fornisce la riproduzione di tutte le sezioni utilizzate con i relativi livelli idrici ottenuti per le varie combinazioni di calcolo. Al fine di semplificare la rappresentazione, di seguito vengono riportate solo le sezioni che interessano il tratto che contiene la traversa, dalla progressiva 942,19 m – sez. 10; alla progressiva 1054,62 m – sez. 13; evidenziando i livelli idrici determinati senza lo sbarramento e con lo sbarramento solo per alcune delle condizioni utilizzate. Sono stati rappresentati i casi  $Z_{10} - Q_{50}$ , quale situazione estrema possibile nell'arco della vita dell'impianto e  $Z_{200} - Q_{500}$ , quale evento eccezionale che comunque non può essere escluso a priori.

#### 2.2.1. Alveo senza traversa

Di seguito sono riportate le sezioni con l'indicazione dei livelli idrici per i seguenti casi:

$$Z_{10}$$
 =196,67 m s.l.m.  $Q_{50}$ =1002 m<sup>3</sup>/s  $Z_{200}$ =198,71 m s.l.m.  $Q_{500}$ =1254 m<sup>3</sup>/s [Allegato 6].

#### 2.2.2. Alveo con la traversa

Di seguito sono riportate le sezioni con l'indicazione dei livelli idrici per i seguenti casi:

$$Z_{10}$$
 =196,67 m s.l.m.  $Q_{50}$ =1002 m<sup>3</sup>/s  $Z_{200}$ =198,71 m s.l.m.  $Q_{500}$ =1254 m<sup>3</sup>/s [Allegato 7].

#### 2.3. Tabelle

Con l'utilizzo delle tabelle generate da HEC-RAS è possibile distinguere la corrente lenta da quella veloce in base al numero di Froude.

Si ricorda che il numero di Froude Fr=V/c indica il rapporto fra la velocità della corrente e la celerità delle piccole perturbazione.

Nel caso Fr<1 si ha V<c quindi le piccole perturbazioni dispongono di una velocità superiore alla corrente e quindi sono in grado di risalire la corrente stessa verso monte, immergendo un bastone nell'acqua le onde circolari si propagano anche verso monte, ovvero correte lenta.

Nel caso Fr>1 si ha V>c quindi le piccole perturbazioni dispongono di una velocità inferiore alla corrente e quindi non sono in grado di risalire la corrente stessa verso monte, immergendo un bastone nell'acqua le onde circolari si propagano solo verso valle, ovvero correte veloce.

#### 2.3.1. Tabella – scala delle portate

Per semplicità viene riportata la sola tabella relativa al tracciamento della scala delle portate (nove portate di calcolo) in corrispondenza della traversa [Allegati 8-9], il tracciamento della scala stessa [Allegato 10] nonché la rappresentazione schematica della traversa, così come modellata da HEC-RAS [Allegato 11].

#### 3. Considerazioni finali

Come già ricordato il presente deve essere considerato semplicemente come uno studio ipotetico per valutare gli effetti generati dalle presenza di una traversa all'interno di un corso d'acqua, ed in particolare considerare i dati necessari per sviluppare le elaborazioni. La riproduzione dei risultati è necessariamente approssimata, bisognerebbe riportare in una planimetria le aree allagate per ogni scenario considerato, ma ciò esula da quanto prefissato; del rappresentazione resto anche una minimamente esaustiva necessiterebbe di una grande quantità di allegati ed anche questo viene considerato eccessivo.

I limiti principali di quanto sopra esposto possono esse indicati di seguito:

- Mancanza di una geometria realistica;
- Le portate utilizzate, ottenute dal P.R.G. e quindi da considerasi attendibili, potrebbero essere studiate non mediante il moto permanente con valore costante coincidente con il massimo di portata, ma bensì con il moto vario, utilizzando quindi un idrogramma di piena Q=Q(T) in cui solo il valore di picco coincida con il valore massimo;

- Lo studio è stato esteso per soli 2300 m a monte della confluenza con il lago Maggiore, in realtà per valori di portata molto elevati non si ha la sicurezza che la piena possa tracimare a monte del tratto esaminato, per cui bisognerebbe estendere ulteriormente la geometria fino a quando l'alveo si presenti profondamente inciso, nel caso in esame sarebbe opportuno proseguire fino al ponte di Santino, ovvero raddoppiare all'incirca il tratto considerato;
- Una portata associata ad un tempo di ritorno di 500 anni rappresenta un evento veramente eccezionale, non può essere concretamente simulato ipotizzando che le sezioni idrauliche restino costanti, si avrebbero frane e smottamenti che potrebbero anche deviare il corso del rio, più realisticamente sarebbe stato impiegare Q<sub>200</sub> da valutare per interpolazione fra Q<sub>100</sub> e Q<sub>500</sub>.
- Non è stato considerato il franco da rispettare – differenza fra la quota del ciglio della sponda nella generica sezione e la quota massima del pelo libero nella medesima posizione;
- Le scabrezze sono state assegnate in modo speditivo per tutto il tratto, nella realtà si dovrebbe valutarne con maggiore attenzione

- i valori da impiegare, facendo riferimento al reale stato della singola sezione;
- Le elaborazioni sono state eseguite per i valori massimi di portata e per i livelli massimi di valle, questo al fine di verificare le situazioni peggiori in termini di altezze d'acqua nel torrente; in realtà sarebbe da controllare cosa accadrebbe anche in una situazione "normale", così facendo probabilmente si scoprirebbe che il franco di 1m assegnato alla quota di imbocco della coclea (201,91 m s.l.m.) rispetto al ciglio sfiorante della briglia (200,91 m s.l.m.) sarebbe eccessivo e che per un periodo troppo lungo l'impianto non potrebbe funzionare rendendolo antieconomico.

Pur con tutti i limiti e le approssimazioni si ottiene comunque che anche nella situazione peggiore la corrente transita sempre all'interno dell'alveo esistente.

#### BIBLIOGRAFIA.

[1] Sito ufficiale della Regione Piemonte – CTR Raster e Rete Geodetica

http://www.regione.piemonte.it/territorio/cartografia/ricerca.htm

[2] Comune di Verbania - Carte Tematiche e Descrittive del P.R.G. vigente

http://www.comune.verbania.it/Amministrazione/Urbanistica/Piano-Regolatore-Generale/Allegati-Tecnici

[3] HEC-RAS River Analysis Sistem.

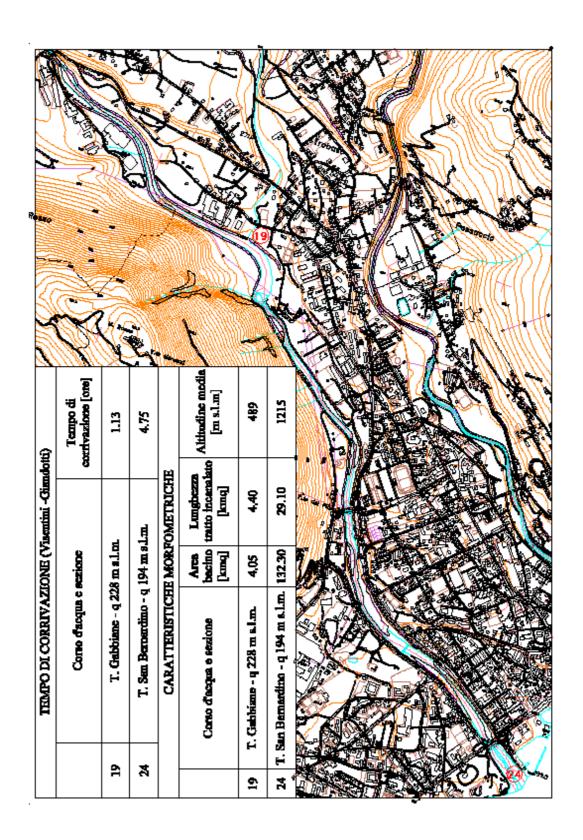
US Army Corps of Engineers Institute for Water Resources Hydrologic Engineering Center 609 Second Street Davis, CA 95616.

# http://www.hec.usace.army.mil

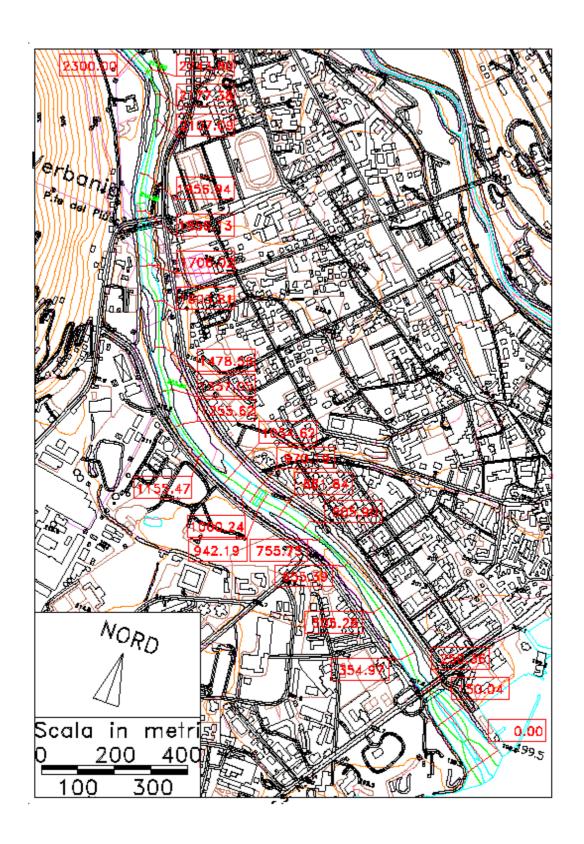
- [4] Metodi per la stima del coefficiente di Manning relativo a corsi d'acqua naturali pubblicazione ENEL-CRIS Luglio 1987 3526 PM/RP/ta.
- Metodo del U.S. SoilConservation Service.
- Metodo di V.T. Chow.
- Metodo del U.S. GeologicalSurvey.
- [5] Documenta dell'Istituto di Idrobiologia Verbania Pallanza Volume n°45 anno 1994.

# **ALLEGATI:**

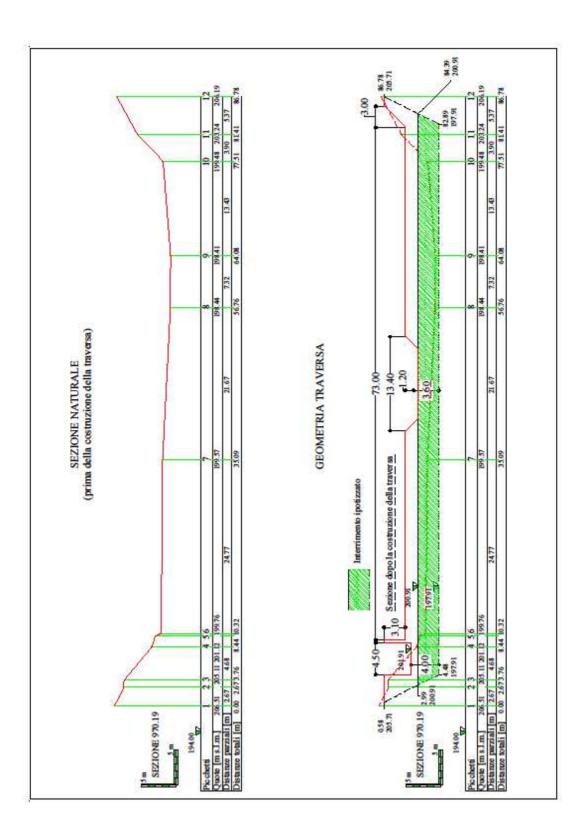
- Allegato 1 Asta fluviale
- Allegato 2 Ubicazione delle sezioni utilizzate
- Allegato 3 Particolare traversa
- Allegato 4 Profili senza traversa Z200 Q500
- Allegato 5 Profili con la traversa Z200 Q500
- Allegato 6 Sezioni (942,19-970,19-1000,24-1054,62) senza traversa
- Allegato 7 Sezioni (942,19-970,19-1000,24-1054,62) con la traversa
- Allegato 8 Tabella portate (Q1-Q2-Q3-Q4-Q5-Q6-Q7-Q8-Q9) con la traversa
- Allegato 9 Tabella portate (Q1-Q2-Q3-Q4-Q5-Q6-Q7-Q8-Q9) con la traversa
- Allegato 10 Scala delle portate in prossimità della traversa
- Allegato 11 Modellazione della traversa



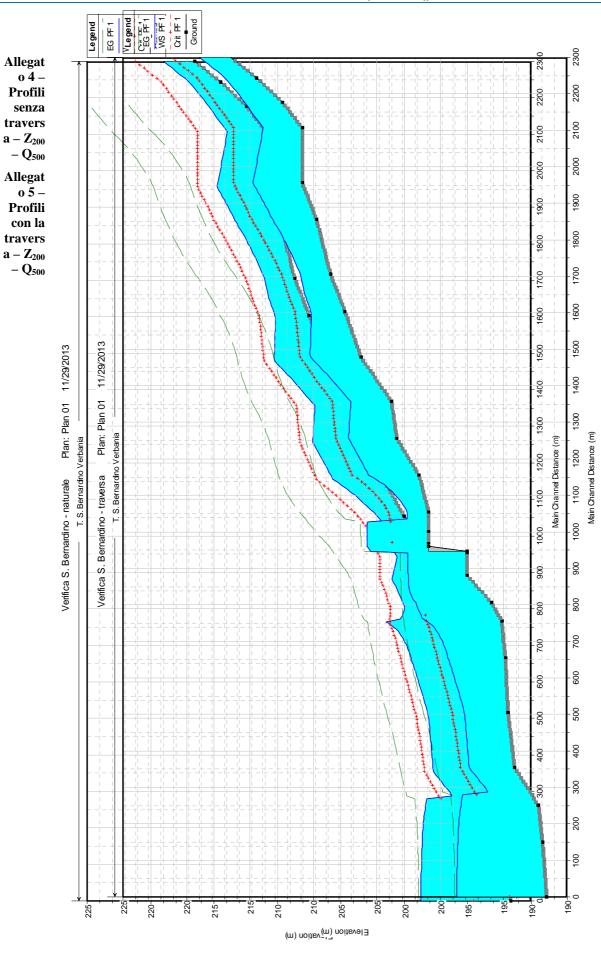
Allegato 1 – Asta fluviale

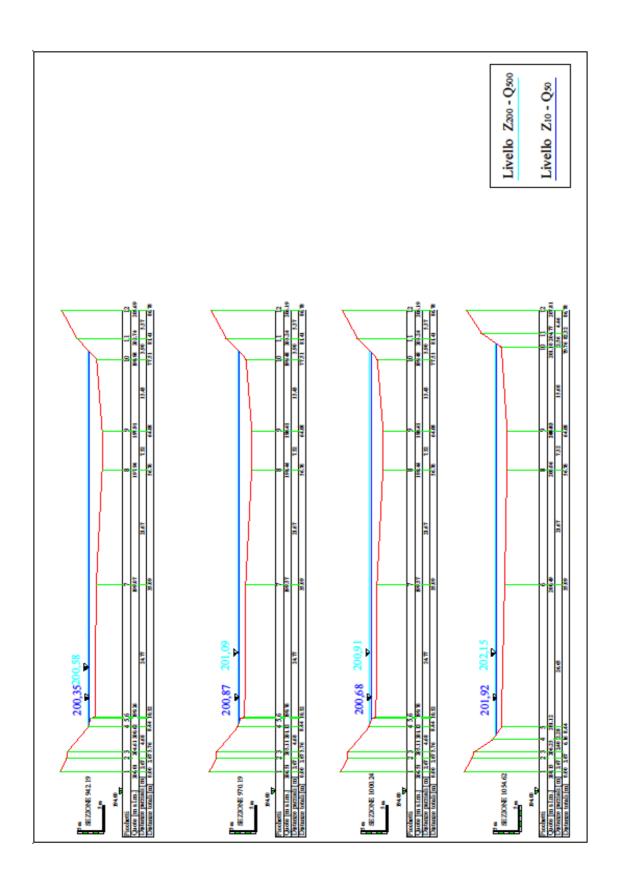


Allegato 2 – Ubicazione delle sezioni utilizzate

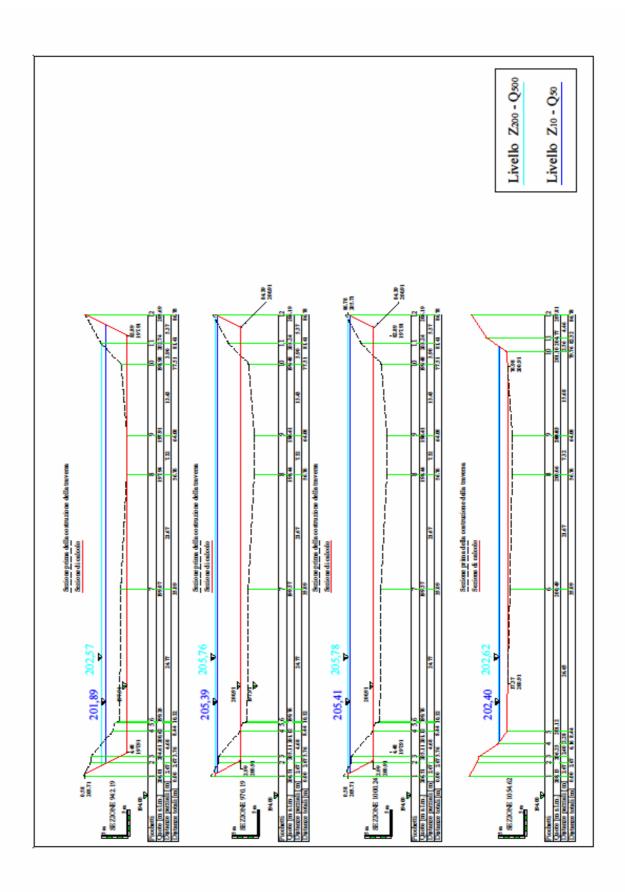


Allegato 3 – Particolare traversa





Allegato 6 – Sezioni (942,19-970,19-1000,24-1054,62) senza traversa



Allegato 7 – Sezioni (942,19-970,19-1000,24-1054,62) con la traversa

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	-
Verbania	1055	PF 1	5	200.91	201.34		201.34	0.000037	0.17	29.57	71.80	0.08
Verbania	1055	PF 2	10	200.91	201.58		201.58	0.000033	0.22	46.51	72.29	0.09
Verbania	1055	PF 3	20	200.91	201.93		201.93	0.000031	0.28	71.95	73.03	0.09
Verbania	1055	PF 4	40	200.91	202.45		202.45	0.000031	0.37	110.28	74.13	0.10
Verbania	1055	PF 5	80	200.91	202.96		202.97	0.000047	0.55	148.31	75.04	0.12
Verbania	1055	PF 6	160	200.91	203.38		203.42	0.000099	0.91	180.24	75.63	0.18
Verbania	1055	PF 7	320	200.91	203.95		204.06	0.000197	1.47	223.56	76.42	0.27
Verbania	1055	PF 8	640	200.91	204.73		205.00	0.000367	2.33	283.20	77.49	0.38
Verbania	1055	PF 9	1250	200.91	202.61	204.06	208.03	0.021257	10.33	122.72	74.48	2.54
Verbania	1000	PF 1	5	200.91	201.34		201.34	0.000025	0.14	35.04	81.83	0.07
Verbania	1000	PF 2	10	200.91	201.57		201.58	0.000024	0.18	54.33	82.06	0.07
Verbania	1000	PF 3	20	200.91	201.93		201.93	0.000023	0.24	83.15	82.42	0.08
Verbania	1000	PF 4	40	200.91	202.45		202.45	0.000023	0.32	126.27	82.94	0.08
Verbania	1000	PF 5	80	200.91	202.96		202.97	0.000035	0.48	168.70	83.45	0.11
Verbania	1000	PF 6	160	200.91	203.38		203.41	0.000075	0.79	204.30	83.87	0.16
Verbania	1000	PF 7	320	200.91	203.96		204.04	0.000149	1.28	252.74	84.45	0.23
Verbania	1000	PF 8	640	200.91	204.75		204.96	0.000276	2.04	320.07	85.24	0.33
Verbania	1000	PF 9	1250	200.91	205.77		206.27	0.000478	3.14	407.74	86.20	0.45
Verbania	970.2	PF 1	5	200.91	201.34	200.98	201.34	0.000025	0.14	34.98	81.83	0.07
Verbania	970.2	PF 2	10	200.91	201.57	201.03	201.58	0.000024	0.18	54.27	82.06	0.07
Verbania	970.2	PF 3	20	200.91	201.92	201.09	201.93	0.000023	0.24	83.10	82.41	0.08
Verbania	970.2	PF 4	40	200.91	202.45	201.20	202.45	0.000023	0.32	126.21	82.94	0.08
Verbania	970.2	PF 5	80	200.91	202.96	201.37	202.97	0.000035	0.48	168.61	83.45	0.11
Verbania	970.2	PF 6	160	200.91	203.38	201.64	203.41	0.000075	0.79	204.10	83.87	0.16
Verbania	970.2	PF 7	320	200.91	203.95	202.07	204.04	0.000150	1.29	252.34	84.44	0.24
Verbania	970.2	PF 8	640	200.91	204.74	202.75	204.95	0.000278	2.04	319.26	85.23	0.33
Verbania	970.2	PF 9	1250	200.91	205.76	203.79	206.26	0.000484	3.15	406.19	86.20	0.46
Verbania	956.2		Inl Struct									

Allegato 8 – Tabella portate (Q1-Q2-Q3-Q4-Q5-Q6-Q7-Q8-Q9) con la traversa

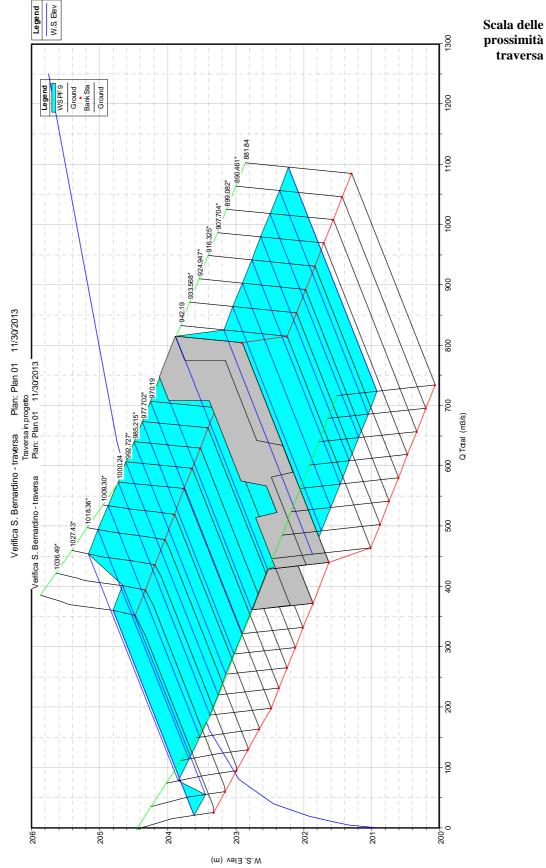
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	-
Verbania	942.2	PF 1	5	197.91	198.09		198.09	0.000520	0.36	13.91	78.59	0.27
Verbania	942.2	PF 2	10	197.91	198.16		198.17	0.000666	0.51	19.58	78.66	0.33
Verbania	942.2	PF 3	20	197.91	198.26		198.29	0.000832	0.72	27.78	78.76	0.39
Verbania	942.2	PF 4	40	197.91	198.41		198.47	0.001016	1.01	39.70	78.91	0.45
Verbania	942.2	PF 5	80	197.91	198.64		198.74	0.001195	1.40	57.38	79.14	0.52
Verbania	942.2	PF 6	160	197.91	198.98		199.16	0.001341	1.91	84.18	79.48	0.59
Verbania	942.2	PF 7	320	197.91	199.49		199.83	0.001439	2.57	125.27	79.99	0.65
Verbania	942.2	PF 8	640	197.91	200.75		201.17	0.000812	2.86	227.00	81.25	0.54
Verbania	942.2	PF 9	1250	197.91	202.56		203.15	0.000597	3.40	375.70	83.06	0.50
Verbania	881.8	PF 1	5	197.91	197.98	197.98	198.02	0.009359	0.86	5.84	78.48	1.00
Verbania	881.8	PF 2	10	197.91	198.03	198.03	198.09	0.007973	1.08	9.29	78.53	1.00
Verbania	881.8	PF 3	20	197.91	198.10	198.10	198.19	0.006944	1.36	14.69	78.60	1.01
Verbania	881.8	PF 4	40	197.91	198.21	198.21	198.36	0.005938	1.72	23.35	78.71	1.00
Verbania	881.8	PF 5	80	197.91	198.38	198.38	198.62	0.005096	2.16	37.08	78.88	1.01
Verbania	881.8	PF 6	160	197.91	198.66	198.66	199.04	0.004358	2.72	59.00	79.16	1.00
Verbania	881.8	PF 7	320	197.91	199.10	199.10	199.70	0.003730	3.43	93.93	79.60	1.00
Verbania	881.8	PF 8	640	197.91	200.68		201.12	0.000881	2.93	221.41	81.18	0.56
Verbania	881.8	PF 9	1250	197.91	202.52		203.12	0.000617	3.44	371.79	83.01	0.51
Verbania	805.9	PF 1	5	195.95	196.67		196.68	0.000260	0.49	10.23	21.62	0.23
Verbania	805.9	PF 2	10	195.95	196.66		196.71	0.001098	1.00	10.03	21.44	0.46
Verbania	805.9	PF 3	20	195.95	196.63	196.63	196.86	0.005209	2.12	9.43	20.85	1.01
Verbania	805.9	PF 4	40	195.95	196.92	196.92	197.23	0.004721	2.46	16.26	26.74	1.01
Verbania	805.9	PF 5	80	195.95	197.30	197.30	197.73	0.004250	2.90	27.55	32.59	1.01
Verbania	805.9	PF 6	160	195.95	197.84	197.84	198.42	0.003762	3.38	47.35	40.65	1.00
Verbania	805.9	PF 7	320	195.95	198.73	198.53	199.44	0.002263	3.73	87.56	51.48	0.85
Verbania	805.9	PF 8	640	195.95	200.23		201.01	0.001247	4.03	184.22	75.40	0.69
Verbania	805.9	PF 9	1250	195.95	201.94		203.01	0.001071	4.88	318.78	82.06	0.68
Verbania	755.8	PF 1	5	195.15	196.67		196.67	0.000018	0.21	24.10	24.71	0.07
Verbania	755.8	PF 2	10	195.15	196.67		196.68	0.000072	0.41	24.13	24.71	0.13
Verbania	755.8	PF 3	20	195.15	196.68		196.71	0.000285	0.83	24.23	24.74	0.27
Verbania	755.8	PF 4	40	195.15	196.70		196.83	0.001072	1.62	24.73	24.87	0.52
Verbania	755.8	PF 5	80	195.15	196.51	196.72	197.31	0.007858	3.96	20.20	23.67	1.37
Verbania	755.8	PF 6	160	195.15	197.17	197.34	198.11	0.005109	4.29	37.31	27.94	1.18
Verbania	755.8	PF 7	320	195.15	198.24	198.24	199.29	0.002964	4.53	72.63	41.69	0.98
Verbania	755.8	PF 8	640	195.15	199.64	199.64	200.89	0.001969	5.13	154.28	72.23	0.86
Verbania	755.8	PF 9	1250	195.15	201.08	201.08	202.87	0.001970	6.43	260.66	75.14	0.91

Allegato 9 – Tabella portate (Q1-Q2-Q3-Q4-Q5-Q6-Q7-Q8-Q9) con la traversa

traversa







Modellazione della traversa



# Tipologie di paratoie e sgrigliatori

#### F. Villa

Società VILLA ANGELO S.A.C.I.F. s.r.l. - Novara - www.villasacif.it

(villa@villasacif.it)

**Abstract.** Si intende nel seguente articolo presentare differenti tipologie di paratoie e sgrigliatori utilizzati in campo irriguo e idroelettrico evidenziandone le caratteristiche di utilizzo.

# Introduzione.

Nella scelta di una paratoia e di uno sgrigliatore devono esser tenuti in conto una serie di parametri affinché possano essere sodisfatte il più possibile le esigenze idrauliche del sito, con un compromesso tecnico – economico appropriato.

Si intende quindi presentare le loro caratteristiche evidenziandone il campo di utilizzo.

# 1. Paratoie a settore.

Si tratta di paratoie generalmente utilizzate su traverse di alvei naturali, in presenza di ampi flussi d'acqua dove il trasporto solido è consistente.

Non avendo gargami immersi e consentendo il deflusso dell'acqua sotto la paratoia è possibile scaricare materiale di trasporto pesante. Non è possibile invece far defluire il materiale flottante di superficie se non con l'apertura quasi totale della paratoia. In alternativa è possibile applicare sullo scudo una paratoia a ventola che consente in modo più agevole il deflusso del materiale galleggiante.



Figura 1-1. Paratoie a settore.

# 2. Paratoie a settore autolivellanti.

La caratteristica principale di queste paratoie è la possibilità di mantenere costante il livello di monte al variare della portata senza l'ausilio di organi elettromeccanici.

Il principio di funzionamento è il raggiungimento della stabilità ottenuta con l'equilibrio dei momenti tra galleggiante motore e contrappesi.

In questo modo possono lavorare isolate senza esser collegate con la rete elettrica.

Non hanno guarnizioni di tenuta.

Hanno la possibilità di essere inserite lungo la naturale pendenza dei canali o su salti ed una larga gamma di dimensioni permette di trattare più casi di applicazione.

E' possibile, mediante appositi meccanismi di regolazione, variare la quota del livello di monte che verrà poi mantenuta costante durante il regime di funzionamento della paratoia

E' possibile effettuare una manovra manuale di apertura mediante l'utilizzo di appositi paranchi predisposti a lato della paratoia.



Figura 2-1. Paratoie a settore autolivellanti.

#### 3. Paratoie a ventola.

Le paratoie a ventola sono incernierate sul fondo dell'alveo e consentono il deflusso dell'acqua nella parte alta della paratoia.

Risultano quindi particolarmente appropriate su canali irrigui dove il trasporto solido è scarso e lo stramazzo dell'acqua favorisce il deflusso del materiale di superficie.

Sono prive di gargami.

Solitamente sono movimentate con comando oleodinamico.



Figura 3-1. Paratoie a ventola.

# 4. Paratoie a ventola autolivellanti.

Sono paratoie a ventola munite di contrappeso.

Uniscono alle caratteristiche delle paratoie a ventola la possibilità di mantenere il livello di monte costante senza l'ausilio di movimentazioni ausiliarie.

Possono essere utilizzate solamente in presenza di un salto. In campo idroelettrico vengono impiegate sul canale di by pass nel caso in cui non ci sia la possibilità di inserire uno sfioratore.

Non consentono il deflusso di materiale depositato sul fondo dell'alveo.



Figura 4-1. Paratoie a ventola autolivellanti.

# 5. Paratoie a clapet.

Le paratoie a clapet vengono generalmente utilizzate all'imbocco di canali come paratoie di presa.

Essendo incernierate nella parte alta, in posizione di apertura sono parallele al corso d'acqua ed hanno un limitato impatto visivo.

L'assenza di gargami consente un imbocco completamente libero da impedimenti.

Il movimento avviene tramite catene con comando elettromeccanico nelle sole posizioni di apertura e chiusura senza svolgere la funzione di regolazione.



Figura 5-1. Paratoie a clapet.

# 6. Paratoie a clapet di estremità.

Le paratoie a clapet di estremità sono solitamente utilizzate allo sbocco di tubazioni di scarico dell'acqua.

Consentono il deflusso in un sol senso e impediscono il ritorno nel senso opposto.

Quando il livello dell'acqua sale e supera il livello di monte della paratoia, quest'ultima si chiude ed evita il ritorno d'acqua nel condotto.

Visto il luogo dove vengono installate è preferibile la costruzione in acciaio inox.



Figura 6-1. Paratoie a clapet di estremità.

# 7. Paratoie piane.

Le paratoie piane sono a scorrimento verticale, possono essere su ruote o a strisciamento e fanno tenuta su tre o quattro lati, in un senso o nei due sensi. Non essendo incernierate sul fondo consentono il passaggio di trasporto solido non galleggiante.

A seconda dei campi di applicazione la movimentazione può essere elettromeccanica o oleodinamica.

Per la costruzione dei gargami, sempre immersi in acqua, si privilegia una fabbricazione in acciaio inox. Le paratoie piane in ambito idroelettrico, con tipologia su ruote ad azionamento oleodinamico con chiusura a gravità, sono utilizzate come "paratoie di macchina".



Figura 7-1. Paratoie piane a controllo automatico di livelli.

Nella posizione di apertura hanno un notevole impatto visivo pari alle dimensioni della paratoia stessa.

Possono essere utilizzate anche come paratoie di presa sul fronte di fiumi con trave paratronchi e tenuta verso monte.



Figura 7-2. Paratoie piane con tenuta su quattro lati.

# 8. Paratoie di tipo Chanoine.

Le paratoie di tipo Chanoine sono utilizzate per effettuare dei barraggi di regolazione su fiumi senza organi di movimento in alveo.

Vengono sostenute da un puntone, con diverse posizioni di regolazione. Per essere abbattute devono essere portate nella posizione di massima altezza in modo da far scalare il puntone in uno scivolo parallelo e consentire la completa apertura.

Nella figura è riportata la diga della Miorina di regolazione del Lago Maggiore a Sesto Calende.

Le paratoie sono movimentate da appositi carri di manovra che traslano su un ponte sovrastante e con appositi bracci movimentano le paratoie posizionate sul fondo dell'alveo.



Figura 8-1. Paratoie del tipo "Chanoine".

# 9. Paratoie movimentate da gonfiabile.

Per effettuare barraggi su fiumi senza organi di movimento meccanico o oleodinamico in acqua è possibile utilizzare dei gommoni gonfiabili protetti a monte da scudi metallici.

Vengono movimentati da un compressore ad aria che mantiene la pressione nel gommone.

Questa soluzione non consente la regolazione della portata in tutte le configurazioni; a tale scopo si abbina una paratoia a ventola a movimentazione oleodinamica.



Figura 9-1. Paratoie movimentate da gonfiabile.

# 10. Sgrigliatore a pettine pensile.

Sgrigliatore con benna pensile, movimentata da un argano mediante funi di sollevamento.

La traslazione avviene su monorotaia o birotaia Tale soluzione consente di pulire la griglia e di portare il materiale direttamente nella zona di scarico senza depositarlo su un nastro trasportatore.



Figura 10-1. Sgrigliatore a pettine pensile.

# 11. Sgrigliatore a pettine.

Sgrigliatore che pulisce la griglia mediante un pettine a movimento verticale, raccoglie il materiale in un canaletto immerso in acqua, mediante un braccio a movimento orizzontale lo convoglia verso valle e viene quindi evitato lo smaltimento con una conseguente ottimizzazione dei costi di sgrigliatura. Particolarmente appropriato in alvei con la possibilità di deflusso del materiale sgrigliato.

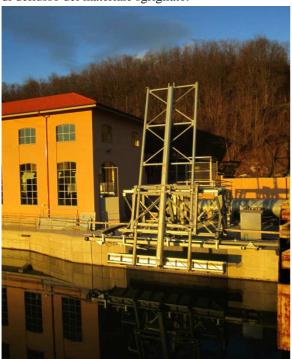


Figura 11-1. Sgrigliatore a pettine.

# 12. Sgrigliatore semovente.

Sgrigliatore su carrello traslante con benna incernierata su un braccio articolato, che raccoglie il materiale dalla griglia e lo deposita a lato della stessa in un cassone raccoglitore.

Il principale vantaggio di questa tipologia di sgrigliatore è la sua forza e capacità di carico, con benne di 4/5 m di larghezza.

La possibilità di traslazione del carro consente anche in questo caso di non ricorrere al nastro trasportatore per portare il materiale nella zona di deposito.



Figura 12-1. Sgrigliatore semovente.

# BIBLIOGRAFIA.

Archivio fotografico Villa Angelo S.A.C.I.F. s.r.l. – Novara

Macchine idrauliche G. Cornetti Edizioni il capitello Torino

Hydraulics of Dams and Reservoirs Faut Senturk Water Resources Pubns



# 2014 - ARS.UNI.VCO

Associazione per lo sviluppo della cultura,

degli studi universitari e della ricerca nel Verbano Cusio Ossola

Via Antonio Rosmini, 24 – 28845 – Domodossola (VB)

Codice Fiscale 92011990030 – P. IVA 01896750039

Tutti i diritti riservati, ne è consentita la riproduzione libera dei contenuti con obbligo di citazione di Autore e di Editore.

# ISBN 9788898357024

Per informazioni

Tel. (+39) 0324.482.548 – E-mail: <u>segreteria@univco.it</u>

Il presente Volume è redatto esclusivamente in formato elettronico,
ed è scaricabile **gratuitamente** direttamente
dal sito dell'Associazione ARS.UNI.VCO, <u>www.univco.it</u>