

**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PISA**  
**FACOLTÀ DI INGEGNERIA**

**Corso di Laurea in Ingegneria Idraulica,  
dei Trasporti e del Territorio**

***PROGETTAZIONE***  
***DI***  
***MICRO IMPIANTI IDROELETTRICI***

Relatore:

**Prof. Ing. Stefano Pagliara**

Studentessa:

**Tullia Martelli**

Pisa, 5/6/2012

# INDICE

INTRODUZIONE.....	Pag. 1
CAPITOLO PRIMO: PICCOLI IMPIANTI IDROELETTRICI.....	Pag. 4
1.1 – Classificazione degli impianti idroelettrici	
1.2 – Composizione di un impianto	
1.3 – Potenza di un impianto idroelettrico	
1.4 – Salto netto	
1.4.1 – Perdite di carico distribuite	
1.4.2 – Perdite di carico concentrate	
1.5 – Portata disponibile	
1.6 – Criteri di progettazione	
1.6.1 – Scelta del sito	
1.6.2 – Scelta della portata	
1.6.3 – Scelta della macchina idraulica	
CAPITOLO SECONDO: QUADRO NORMATIVO.....	Pag. 27
CAPITOLO TERZO: CASI DI STUDIO.....	Pag. 33
3.1 – Comune di Pisogne: contesto territoriale	
3.1.1 – Caratteristiche dei torrenti dell’area	
3.1.1.1 – Curve di durata	
3.1.1.2 – Deflusso Minimo Vitale	
3.1.2 – Siti potenzialmente interessanti	
3.1.3 – Conclusioni	
3.2 – Comune di Zeri: contesto territoriale	
3.2.1 – Caratteristiche dei torrenti dell’area	
3.2.1.1 – Curve di durata	
3.2.1.2 – Deflusso Minimo Vitale	
3.2.2 – Siti potenzialmente interessanti	
3.2.3 – Conclusioni	
CAPITOLO QUARTO: MICRO IMPIANTO SUL TORRENTE TUFERE...	Pag.110
4.1 – Descrizione di massima dell’impianto	
4.2 – Opere di captazione	
4.3 – Opere di adduzione	
4.3.1 – Bacino di calma	
4.3.2 – Canale di scarico	
4.3.3 – Canale adduttore	
4.3.4 – Vasca di carico	
4.3.5 – Condotta forzata	
4.4 – Centrale	
4.4.1 – Gruppo generatore-turbina	
4.5 – Canale di restituzione	
4.6 – Considerazioni economiche	

CAPITOLO QUINTO: MICRO IMPIANTO SUL CANALE DEI RUMORI... Pag.145

- 5.1 – Descrizione di massima dell’impianto
- 5.2 – Opere di captazione
- 5.3 – Opere di adduzione
  - 5.3.1 – Condotta di adduzione
  - 5.3.2 – Vasca dissabbiatrice e di carico
  - 5.3.3 – Condotta forzata
- 5.4 – Centrale
  - 5.4.1 – Gruppo generatore-turbina
- 5.5 – Canale di restituzione
- 5.6 – Considerazioni economiche

CONCLUSIONI..... Pag.178

BIBLIOGRAFIA..... Pag.183

ALLEGATI

- Tavola 1: Micro impianto sul Torrente Tufere: schema planimetrico
- Tavola 2: Micro impianto sul Torrente Tufere: sezioni
- Tavola 3: Micro impianto sul Torrente Tufere: vasca di carico e profilo idraulico
- Tavola 4: Micro impianto sul Canale dei Rumori: planimetrie e sezione centrale
- Tavola 5: Micro impianto sul Canale dei Rumori: sezioni e profilo idraulico

## INTRODUZIONE

In Italia l'idroelettrico costituisce la più importante risorsa energetica interna, rappresentando il 24% della potenza lorda installata e fornendo il 14% della produzione elettrica lorda complessiva<sup>a</sup>. Lo sfruttamento dell'energia idroelettrica nel nostro paese è tra i più importanti dell'Europa occidentale e rappresenta circa l'85% delle potenzialità accertate<sup>b</sup>: in effetti nel nostro paese ormai non c'è più spazio per grandi progetti in campo idroelettrico; si guarda invece con grande interesse al cosiddetto "idroelettrico minore", che afferisce alla costruzione di impianti di piccola potenza, anche perché si è capovolto l'atteggiamento degli enti nazionali nei confronti dell'autoproduzione di energia, che ora non è più ostacolata come un tempo, ma in qualche misura anche incoraggiata.

I mini impianti possono trovare applicazione in tutte quelle situazioni in cui esiste un fabbisogno energetico da soddisfare, anche con minime portate d'acqua e salti di altezza limitata. Le comunità montane e agricole possono sfruttare direttamente i piccoli corsi d'acqua, ruscelli e canali irrigui presenti nel loro territorio. Spesso queste piccole comunità sono difficilmente raggiungibili dalla rete nazionale, ma il ricorso ad un'attenta pianificazione ambientale che punti alla microgenerazione può garantire l'approvvigionamento energetico alle comunità locali, alle fattorie, agli alberghi isolati e a tutte quelle utenze che altrimenti non avrebbero accesso all'energia elettrica se non tramite l'utilizzo di generatori elettrici.

Analogamente, molti contesti sub-urbani e rurali, completamente integrati nel tessuto urbano nazionale, hanno a disposizione un'enorme quantità di energia potenziale derivata dai mini impianti e potrebbero coprire, grazie anche alla connessione e allo scambio con la rete elettrica nazionale, l'intero fabbisogno energetico locale con la sola fonte idroelettrica. Da uno studio condotto dal CESI e pubblicato su *Risorse di Sistema*, sito internet dedicato all'analisi delle potenzialità dell'energia a piccola scala, è possibile estrapolare la disponibilità energetica da mini idroelettrico per regione e per località. Il CESI quantifica il potenziale mini idroelettrico non ancora sfruttato sul territorio nazionale in circa 600 GWh/anno.

I mini impianti convenzionalmente hanno una potenza variabile da qualche decina a qualche migliaia di kW. In realtà non c'è accordo tra gli Stati Membri della UE sulla definizione di idroelettrico minore: alcuni stati come Portogallo, Spagna, Irlanda, Grecia e Belgio accettano 10 MW come limite superiore per la potenza installata, in Francia il limite è stato stabilito in 8 MW, nel Regno Unito in 5 MW. In Italia il limite è di 3 MW; questo valore è stato stabilito dall'Autorità per l'Energia Elettrica ed il Gas (AEEG). La UNIDO (Organizzazione delle Nazioni Unite per lo Sviluppo Industriale) indica con mini-centrali idroelettriche quelle di potenza inferiore a 10 MW.

---

<sup>a</sup> Fonte: Enerdata, Italy Energy Report, 2008

<sup>b</sup> Fonte: BP AMOCO - 2002

All'interno di esse vale la seguente classificazione<sup>a</sup>:

- **pico** centrali  $P < 5$  kW
- **micro** centrali  $P < 100$  kW
- **mini** centrali  $P < 1.000$  kW
- **piccole** centrali  $P < 10.000$  kW

L'attenzione sarà nel seguito rivolta ai *micro impianti*.

Si elencano di seguito i motivi che rendono degno di interesse questo tipo di impianto.

#### Minimo impatto ambientale

L'impatto sull'ambiente dei micro impianti idroelettrici appare ridotto non solo se confrontato con i tradizionali impianti a combustibile, ma anche rispetto ai grandi impianti idroelettrici, infatti, se è vero che la produzione di energia idroelettrica di per sé non inquina, le opere necessarie possono comportare effetti secondari non trascurabili sulla difesa del territorio dalle piene e sull'ecosistema fluviale. Il problema dell'impatto ambientale nel secolo scorso venne trascurato, e furono costruite maestose dighe e impianti di taglia elevata in tutto il territorio nazionale. Sebbene la costruzione di dighe porti conseguenze positive sotto alcuni punti di vista, poiché permettono di regolare flussi d'acqua, rendere i fiumi navigabili ed irrigare i terreni circostanti, spesso i danni superano i vantaggi. La costruzione di invasi artificiali da milioni di metri cubi d'acqua ha prodotto negli anni effetti negativi sull'ambiente: trasporto limitato di sedimenti e conseguente erosione delle aree costiere non più alimentate dai detriti portati dai fiumi, impoverimento della flora e della fauna fluviale, alterazioni delle falde acquifere, prosciugamento dei bacini naturali e dei flussi d'acqua, peggioramento della qualità delle acque dovuto al minore potere di diluizione degli inquinanti e catastrofi di enormi proporzioni, come la frana del monte Toc che causò la tragedia del Vayont del 1963 che, con i suoi 2000 morti, rimane tra le più devastanti della storia del pianeta.

Le centrali di piccole dimensioni non hanno bisogno di enormi invasi: i micro impianti, nella stragrande maggioranza dei casi, sono del tipo ad acqua fluente, perciò privi dei serbatoi di regolazione. Ciò permette di eliminare una parte consistente dei danni ambientali.

#### Economicità e semplicità

I sistemi costruttivi utilizzati nei micro impianti sono tipicamente essenziali, i dispositivi impiegati sono semplici ed affidabili, in parte realizzabili in proprio con una semplice attrezzatura da officina. Le fasi di progettazione e realizzazione risultano, per quanto detto, particolarmente snelle. Anche lo studio del territorio di interesse, che normalmente è un bacino di piccole dimensioni, è molto più semplice dello studio di un grande bacino fluviale, che presumibilmente sarà caratterizzato anche da una certa varietà climatica e geomorfologica.

La suddetta semplicità costruttiva fa sì che la manutenzione degli impianti sia relativamente semplice e i guasti abbastanza rari (e comunque di facile riparazione).

---

<sup>a</sup> Nella realtà italiana, come già accennato, sarebbe più rispondente al reale considerare come limite superiore delle mini-centrali la potenza di 3.000 kW così da essere in linea con la taglia presa a riferimento dall'Autorità per l'Energia Elettrica e il Gas nelle delibere di determinazione dei prezzi di cessione dell'energia.

Le procedure autorizzative sono poi semplificate: per i micro impianti non è generalmente necessaria la Valutazione di Impatto Ambientale (V.I.A.)<sup>a</sup>, inoltre l'investimento iniziale, che rappresenta per chi voglia realizzare un impianto idroelettrico convenzionale un ostacolo spesso insormontabile, è alla portata di molti nel caso dei micro impianti. Non è raro nei contesti montani imbattersi in impianti ricavati da vecchi mulini: in questi casi i costi di impianto possono arrivare ad essere veramente molto bassi, specialmente se si decide di cimentarsi nell'autocostruzione della turbina o della ruota idraulica da installare. Certamente il ricavo economico ottenibile da impianti di questo genere non può assolutamente avvicinarsi ai proventi forniti da un impianto convenzionale, ma rappresenta comunque un investimento interessante, anche grazie alle incentivazioni statali.

### Contesto di applicazione

È interessante osservare che i micro impianti, proprio perché semplici, economici e realizzabili con tecnologie povere, sono particolarmente adatti ad essere realizzati nei Paesi in via di sviluppo, dove molte comunità non sono raggiunte dalla rete elettrica. In un contesto così particolare, è essenziale realizzare impianti affidabili e di semplice gestione, se si vuole evitare che rimangano inutilizzati dopo il primo guasto.

Anche in Italia i micro impianti possono trovare utile applicazione: si pensi ai rifugi e agli agriturismi montani o, più in generale, a tutte le abitazioni e le fattorie sparse che sorgono sulle nostre montagne. In questi contesti, lontani dalle grandi centrali di produzione elettrica ma spesso ricchi di piccoli torrenti, la realizzazione di micro impianti idroelettrici appare una soluzione ottimale per l'approvvigionamento energetico.

I micro impianti inoltre risultano particolarmente interessanti se si pensa al beneficio che potrebbero arrecare ai nostri piccoli paesi appenninici, quasi sempre spopolati (e troppo spesso fatiscenti) perché privi di un tessuto economico locale. Moltissimi paesini italiani sorgono vicino a torrenti che, sebbene non garantiscano per gran parte dell'anno portate d'acqua notevoli, permettono di sfruttare salti anche considerevoli e di realizzare vantaggiosamente micro impianti idroelettrici. Lo sfruttamento di queste situazioni, disseminate in gran parte dell'Appennino, andrebbe a costituire una fonte di reddito in molti di quei luoghi che vengono abbandonati proprio perché privi di opportunità di lavoro. Ecco che allora il micro idroelettrico può rappresentare una risorsa economica importante, capace di contrastare, almeno in parte, lo spopolamento delle nostre montagne e il conseguente impoverimento culturale del nostro Bel Paese.

---

<sup>a</sup> A tale proposito bisogna comunque fare riferimento alla normativa regionale e provinciale

# CAPITOLO PRIMO: PICCOLI IMPIANTI IDROELETTRICI

Un impianto idroelettrico è un complesso di opere idrauliche, macchinari, apparecchiature, edifici e servizi destinati alla trasformazione di energia idraulica in energia elettrica. Si riporta in questo capitolo una descrizione di massima degli impianti idroelettrici, con particolare attenzione alle caratteristiche dei micro impianti. Dopo aver definito i criteri di *classificazione* degli impianti idroelettrici si passerà a descriverne le *componenti* principali, dopodichè si analizzeranno gli aspetti legati alle *potenzialità* di un sito: potenza, salto e portata disponibile. Una volta tracciate queste linee generali, si andranno a definire quali sono i criteri per fissare nel modo migliore le principali *variabili di progetto*.

## 1.1 – Classificazione degli impianti idroelettrici

Gli impianti idroelettrici si possono classificare in base a vari parametri.

### Altezza del salto disponibile:

- *Impianti a bassa caduta*, per salti inferiori a 50 metri.
- *Impianti a media caduta*, per salti compresi tra 50 e 250 metri.
- *Impianti ad alta caduta*, per salti superiori ai 250 metri.

### Portata utilizzabile:

- *Impianti di piccola portata*, per portate fino a  $10 \text{ m}^3/\text{sec}$ .
- *Impianti di media portata*, per portate comprese tra 10 e  $100 \text{ m}^3/\text{sec}$ .
- *Impianti di grande portata*, per portate superiori ai  $100 \text{ m}^3/\text{sec}$ .

### Potenza installata:

- *Pico-impianti*:  $P < 5 \text{ kW}$ .
- *Micro-impianti*:  $5 \text{ kW} < P < 100 \text{ kW}$ .
- *Mini-impianti*:  $100 \text{ kW} < P < 1 \text{ MW}$ .
- *Piccoli impianti*:  $1 \text{ MW} < P < 10 \text{ MW}^a$ .
- *Grandi impianti*:  $P > 10 \text{ MW}$ .

### Presenza di serbatoio di regolazione:

Questa è la classificazione più utilizzata, cui maggiormente si fa riferimento. Suddivide gli impianti idroelettrici essenzialmente in due categorie:

- *Impianti ad acqua fluente*: non hanno un serbatoio, pertanto non è possibile intervenire sulla regolazione delle portate.
- *Impianti a deflusso regolato*: sono caratterizzati da una larga possibilità di regolazione delle portate a mezzo di un serbatoio. Possono a loro volta distinguersi, a seconda del volume utilizzato, in:

---

<sup>a</sup> Valgono le precisazioni fatte a pagina 1.

- *impianti a serbatoio*, con serbatoio classificato come “serbatoio di regolazione stagionale” (di durata di invaso<sup>a</sup> pari o maggiore a 400 ore);
- *impianti a bacino*, con serbatoio classificato come “bacino di modulazione” settimanale o giornaliera (di durata di invaso minore a 400 ore e maggiore a 2 ore).

Un tipo particolare di impianti a deflusso regolato sono gli *impianti con accumulazione e pompaggio*: prevedono due bacini, ubicati uno a monte (bacino di svaso) e l'altro a valle (bacino di invaso) della centrale vera e propria, con impianti che consentono di pompare l'acqua dal bacino inferiore a quello superiore. In tal modo è possibile seguire la notevole variabilità della domanda di energia: nelle ore diurne di punta, l'acqua viene fatta fluire dal bacino di svaso a quello di invaso per la produzione di energia elettrica; nelle ore notturne e nei giorni festivi, quando la domanda è minima, l'acqua viene ripompata al bacino superiore, in modo da ricostituire l'invaso occorrente al successivo ciclo di funzionamento.

Nella presente opera verrà prestata attenzione in particolare ai *micro impianti idroelettrici*, i quali tipicamente sono impianti a *bassa caduta*, di *piccola portata*, del tipo *ad acqua fluente*.

---

<sup>a</sup> Nota la altezza massima e quella minima che il pelo libero può raggiungere all'interno del serbatoio, il volume d'acqua invasabile tra queste due quote (*quota di massimo invaso* e *quota di massimo svaso*) è definito come *capacità utile* del serbatoio. La *durata di invaso* di un serbatoio è il tempo necessario per fornire al serbatoio stesso un volume d'acqua pari alla sua capacità utile.



## 1.2 – Composizione di un impianto

Le aree omogenee in cui può essere suddiviso un impianto idroelettrico tipo sono le seguenti:

- Opera di sbarramento o di captazione;
- Opera di adduzione delle acque;
- Centrale di produzione di energia elettrica;
- Opera di restituzione delle acque.

Se ne riporta, in questa fase, una descrizione di massima, facendo presente che ogni impianto ha le sue caratteristiche e pertanto può discostarsi anche di molto dallo schema tipo, mostrato in figura 1.2.1.

Nella descrizione che segue si cercheranno di evidenziare le specificità dei micro impianti, la cui conformazione è tipicamente più semplice. Anche nel caso dei micro impianti tuttavia le differenze tra un sito e l'altro possono essere notevoli.

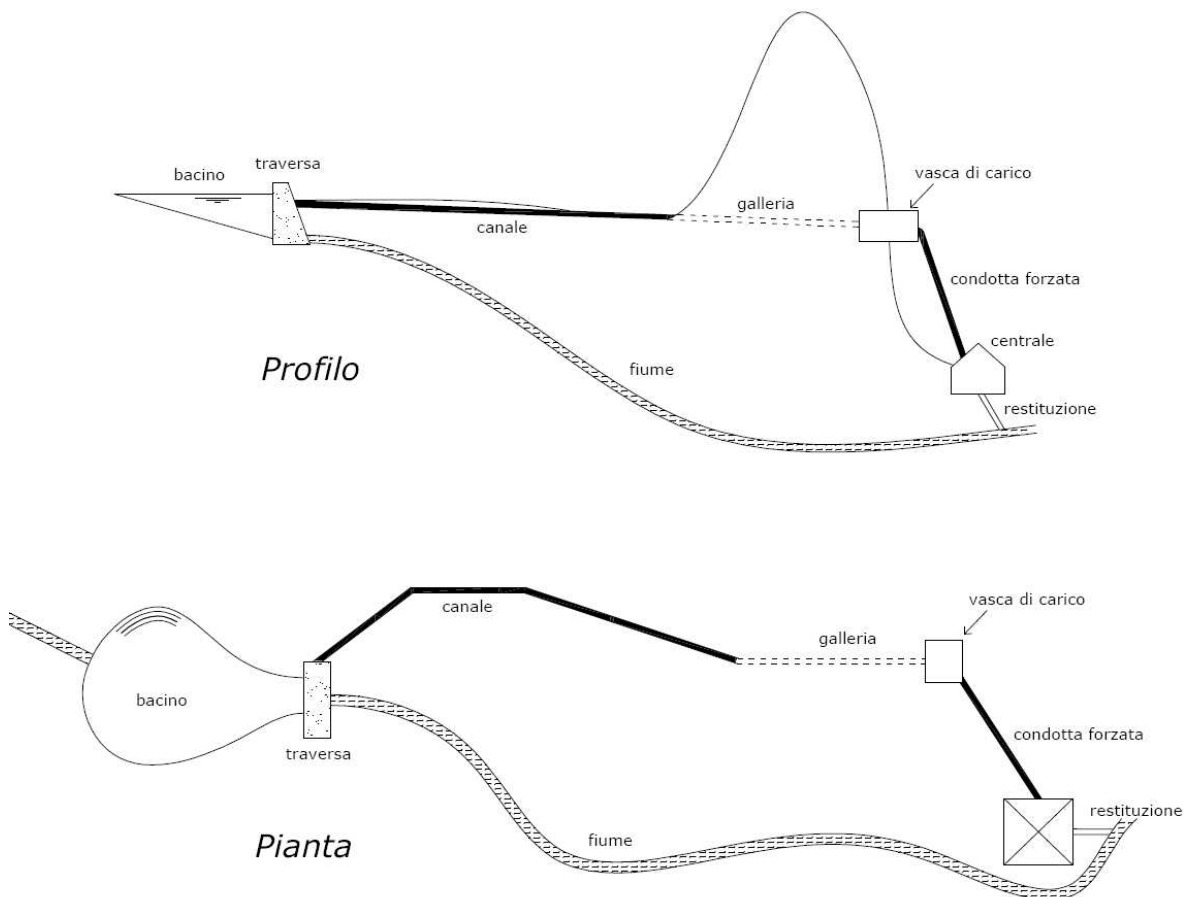


Figura 1.2.1 - schema tipo di un impianto idroelettrico

### Opera di sbarramento o di captazione.

Si definisce opera di captazione la struttura atta a convogliare l'acqua dall'alveo d'interesse al canale (o alla condotta) di adduzione.

Questa deve essere in grado di prelevare dal corso d'acqua la portata desiderata con ridotte perdite di carico. La presenza di tale opera non deve compromettere l'ecosistema in cui si inserisce, in particolare è necessario garantire in ogni condizione di esercizio il rilascio del deflusso minimo vitale.

È altresì necessario, nel caso generale, prevedere un idoneo dispositivo che consenta all'ittiofauna di risalire l'alveo all'altezza della presa ("scala per i pesci").

Malgrado la notevole varietà delle prese esistenti, è possibile individuare alcuni elementi che fanno parte di ogni opera di captazione:

- Sbarramento. Si tratta di un manufatto in terra, roccia o calcestruzzo che modifica in modo più o meno marcato il naturale andamento del corso d'acqua onde favorirne la captazione delle acque. Le opere di sbarramento possono essere di due tipologie (dighe o traverse) a seconda delle loro dimensioni. Le dighe sono le opere di maggior altezza (anche centinaia di metri) che, oltre ad intercettare il corso d'acqua, creano un serbatoio utile ai fini della regolazione delle portate. Le traverse sono opere di modesta altezza che, in genere, contengono il sopraelevamento del livello d'acqua a monte di esse entro i limiti dell'alveo del fiume. Hanno altezze che possono raggiungere al massimo la decina di metri. Possono essere di tipo fisso o mobile, a seconda della configurazione dell'alveo, delle portate massime del corso d'acqua e di quelle derivabili, come pure della necessità di evitare, durante le piene, rigurgiti eccessivi e pericolosi a monte dell'opera. Le traverse fisse sono realizzate in muratura o in cemento armato e sono destinate ad essere tracimate dall'acqua nel caso di piena o portate superiori a quelle derivabili dall'impianto. Le traverse mobili hanno una parte fissa, realizzata in muratura o cemento armato, ed una parte mobile (detta paratoia), solitamente in acciaio.
- Bocca di presa. Costituisce la luce di ingresso per l'acqua da derivare. Può assumere forme e posizioni di vario genere; in generale, è costituita da una soglia posta in prossimità dello sbarramento. È spesso munita di una griglia atta a trattenere i materiali più grossolani.
- Bacino di sedimentazione. Posto a valle della bocca di presa, ha una geometria tale da favorire il deposito del materiale in sospensione prima che si immetta nelle opere di adduzione. Termina nell'incile del canale derivatore. È provvisto di uno *scaricatore di fondo* per lo spurgo del materiale solido depositato

Nel caso dei micro impianti, l'opera di sbarramento si riduce in genere ad una traversa fissa di modesta altezza (fino a 3-4 metri), a meno che non si sfrutti una briglia di regimazione preesistente. Il manufatto di presa nei micro impianti può essere una soglia posta sulla sponda del corso d'acqua immediatamente a monte dello sbarramento; altre volte è del tipo "a trappola", intendendo con questo una soglia di fondo posta sulla sommità della traversa.

### Opera di adduzione delle acque

Le opere di adduzione delle acque consistono in una serie di condotti che convogliano le acque dalla presa alla centrale. Nel caso generale, come mostrato in figura 1.2.1, sono formate da un primo tratto suborizzontale a pelo libero e da un secondo, in pressione, a forte pendenza, collegati attraverso un piccolo serbatoio che assorbe le brusche variazioni di portata operate in centrale (vasca di carico) e, in caso di derivazione in pressione, riduce gli effetti del colpo d'ariete (pozzo piezometrico).

Nei micro impianti presa e centrale sono generalmente posti a breve distanza, pertanto questo schema si semplifica notevolmente: la funzione della vasca di carico viene assolta direttamente dal piccolo serbatoio che si forma a monte della traversa o da un manufatto di dimensioni minime posto nelle immediate vicinanze della presa, pertanto l'opera di adduzione si riduce nella maggior parte dei casi ad una condotta forzata di breve lunghezza che corre dalla presa alla turbina.

In alcuni casi le funzioni di captazione e adduzione possono essere svolte da un semplice canale che si diparte dal corso d'acqua (impianti a coclea, con ruota idraulica, con turbina a vortice).

### Centrale di produzione di energia elettrica

La centrale è l'edificio in cui sono installati i gruppi di produzione di energia elettrica, con le relative apparecchiature di protezione, comando e controllo, e vari servizi ausiliari. Alla centrale è di norma annessa una sottostazione elettrica per il collegamento tra la centrale e la rete di trasmissione in alta tensione; per i micro impianti è concesso il collegamento in bassa tensione, meno oneroso. Le centrali possono essere realizzate all'aperto con edificio sopra terra, seminterrate o in pozzo verticale, sotterranee o in caverna. L'energia dell'acqua in caduta viene trasformata in energia meccanica da una macchina idraulica, la turbina, collegata al generatore, il quale trasforma l'energia meccanica in energia elettrica.

I generatori possono essere a corrente continua o a corrente alternata. I generatori a corrente alternata si dividono a loro volta in generatori sincroni e generatori asincroni, monofase o trifase. La scelta del generatore da utilizzare è principalmente legata al tipo di rete che occorre alimentare e dalle potenze in gioco. Per impianti di potenza limitata è possibile impiegare alternatori a corrente continua, a magneti permanenti o ad eccitazione

Una turbina idraulica è essenzialmente costituita da una carcassa di contenimento, da un organo fisso, il distributore, da una parte mobile, la ruota o girante, e da un organo di raccolta delle acque turbinare, il diffusore-aspiratore.

Il distributore ha tre funzioni:

- indirizza correttamente l'acqua alla girante;
- regola la portata in arrivo secondo la potenza richiesta dalla rete
- converte l'energia potenziale posseduta dall'acqua in arrivo in energia cinetica. Tale trasformazione può essere parziale (in presenza di turbine a reazione) o totale (con turbine ad azione).

La girante trasforma l'energia potenziale e/o cinetica posseduta dall'acqua in energia meccanica.

Il diffusore restituisce l'acqua turbinata allo scarico, recuperandone, eventualmente, l'energia residua.

Per sfruttare in modo ottimale le differenti caratteristiche dei salti d'acqua, nelle centrali vengono utilizzate turbine di tipologia diversa. Queste sono tradizionalmente divise in turbine ad azione e turbine a reazione. Nelle prime l'energia dell'acqua è utilizzata solo sotto forma di energia cinetica, mentre nelle seconde (turbine a reazione) l'energia ceduta alla turbina è in parte cinetica e in parte energia potenziale di pressione.

Le seguenti turbine sono le più diffuse:

- *Pelton*: turbina ad azione costituita da uno o più iniettori a ugello e da una girante, detta ruota, sulla quale sono disposte un certo numero di pale a forma di doppio cucchiaino, che colpite dall'acqua uscente dall'iniettore, ruotano;
- *Francis*: turbina a reazione costituita da una cassa a spirale e da un distributore, formato da una serie di pale orientabili, che avvolge una girante a pale fisse, che viene investita dall'acqua in uscita dal distributore. Le turbine Francis vengono suddivise in lente (50-85 giri/minuto), normali (85-170 giri/minuto) e veloci (170-340 giri/minuto);
- *Kaplan*: turbina a reazione costituita da una cassa a spirale e da un distributore formato da una serie di pale orientabili, che avvolge un'elica a pale a sua volta orientabile, che viene investita dall'acqua in uscita dal distributore.

La scelta di una turbina può dipendere da diversi fattori, tra cui il salto netto disponibile, la portata da derivare, il numero di giri caratteristico della turbina (parametro che tiene conto simultaneamente del salto netto disponibile, della potenza della turbina e della velocità di rotazione della girante).

Per i micro impianti esistono versioni "ridotte" delle turbine tradizionali, micro-Pelton, mini-Francis, mini-Kaplan, ma l'unica di queste che trova una certa diffusione è la micro-Pelton, che rappresenta una buona soluzione per alte cadute; per salti modesti e piccole portate si preferiscono:

- *Michell-Banki*: turbina a basso grado di reazione costituita da un iniettore a carcassa che avvolge in parte la girante, in forma di rotore. Le pale montate sulla girante hanno forma di lame sottili e ricevono l'energia dall'acqua in due successive fasi, poiché il tutto fa sì che l'acqua attraversi il rotore passando tra le pale sia in entrata che in uscita;
- *Coclea idraulica*: è la classica vite di Archimede, il cui impiego, da sempre destinato al sollevamento dell'acqua, è stato recentemente esteso alla produzione di energia elettrica. L'acqua, scendendo lungo l'elica che avvolge l'albero centrale, mette in rotazione quest'ultimo;
- *Ruota idraulica*: è la classica ruota di mulino.

Sulle varie tipologie di macchine idrauliche per i micro impianti e sui criteri di scelta si tornerà in seguito.

#### Opera di restituzione delle acque

È costituita da un canale a pelo libero o da una condotta forzata; restituisce tutta la portata di acqua utilizzata per la produzione elettrica al suo corso naturale.

### 1.3 – Potenza di un impianto idroelettrico

La potenza erogata da un impianto idroelettrico è data dalla formula:

$$P \text{ [kW]} = 9.81QH\eta$$

$Q \text{ [m}^3\text{/sec]}$  = portata captata alla sezione di presa;

$H \text{ [m]}$  = dislivello tra presa e rilascio al netto delle perdite di carico;

$\eta$  = rendimento dell'impianto, dato dal prodotto del rendimento della turbina, dell'alternatore e delle trasmissioni meccaniche.

La potenzialità di un sito dipende essenzialmente da caduta e portata disponibile. Generalmente al crescere della quota aumenta la caduta disponibile, in quanto è possibile sfruttare pendenze del suolo maggiori, ma diminuisce l'area scolante, e quindi la portata disponibile. La scelta più vantaggiosa sarà il risultato di un compromesso.

È importante distinguere la potenza *installata* dalla potenza di *concessione*, poiché è quest'ultima che determina il prezzo che il titolare dell'impianto deve pagare allo Stato per l'ottenimento della concessione delle Acque Pubbliche.

- *Potenza installata*: è la potenza massima che l'impianto può erogare ed è determinata dalla formula di cui sopra con  $Q$  = portata massima di progetto. Tale potenza determina le spese di allaccio alla rete elettrica nazionale ed è quella in base alla quale vengono dimensionati i gruppi elettrogeni, i quadri elettrici, l'elettrodotto di vettoriamento;
- *Potenza di concessione*: è una grandezza di interesse prevalentemente giuridico, il cui calcolo è convenzionale.

Essa è definita come  $P_{\text{conc}} = 9.81Q_{\text{conc}}H$ , dove  $H$  = salto netto,  $Q_{\text{conc}}$  = portata di concessione, definita come il rapporto tra il volume totale in metri cubi di acqua turbinato nell'anno medio e la durata dell'anno solare in secondi (si noti che il periodo di riferimento per il calcolo della portata di concessione è sempre l'intero anno solare, a prescindere dai giorni di effettivo funzionamento dell'impianto).

## 1.4 – Salto netto

Il salto netto è pari al dislivello tra presa e restituzione al netto delle perdite di carico. È molto importante determinare con precisione il dislivello, poiché la produzione annua di energia di un impianto è direttamente proporzionale a tale valore. Una stima orientativa può eseguirsi anche sulla cartografia tecnica, tuttavia è necessario in una fase successiva accertare e definire tale stima mediante rilievi sul posto. Come prima indagine in sito, può bastare un semplice rilievo barometrico alle sezioni di presa e di rilascio, da effettuarsi nel più breve lasso di tempo possibile vista la sensibilità di tali strumenti alle variazioni atmosferiche. Sarà poi opportuno cercare nelle vicinanze del sito punti chiaramente individuabili posti a quota nota (ad esempio capisaldi di livellazione, viadotti a quota rilevata, campanili di quota nota...) ai quali appoggiarsi per effettuare una campagna di rilievo altimetrico. È possibile infine non utilizzare nessun caposaldo, ma limitarsi ad effettuare un rilievo altimetrico differenziale, teso a determinare la differenza di quota tra presa e rilascio, senza determinarne le quote assolute. Quest'ultima via può essere preferibile in caso di impianti a sviluppo planimetrico limitato.

Nella scelta della via da seguire è necessario tenere conto che una campagna di rilievo è tanto più onerosa quanto maggiori sono i punti di stazione.

Una volta determinato il dislivello, è necessario sottrarvi le perdite di carico, per trovare il salto netto. Le perdite di carico si distinguono in:

- *perdite di carico distribuite*. Si sviluppano lungo le condotte forzate ed i canali a pelo libero, sono dovute essenzialmente all'attrito;
- *perdite di carico concentrate*. Sono dovute alla turbolenza sviluppata in corrispondenza delle eventuali singolarità presenti lungo il percorso compiuto dall'acqua, soprattutto nelle condotte (curve, valvole, ingresso in vasca...); le perdite concentrate che si hanno in condotta possono ritenersi trascurabili rispetto alle perdite distribuite in caso di lunga condotta ( $L/D > 2000$ ).

Si passa ad esaminare nel dettaglio le tipologie di perdite di carico più frequenti negli impianti idroelettrici.

### 1.4.1 – Perdite di carico distribuite

Le perdite di carico distribuite si verificano tipicamente nel canale di adduzione a pelo libero posto tra la presa e la vasca di carico e nella condotta forzata. Le formule più usate sono le seguenti.

- Moto a pelo libero: le perdite di carico per unità di lunghezza ( $i = \Delta H/L$ ) sono espresse dalla formula di Chezy:

$$V = C \cdot \sqrt{\bar{R} \cdot i};$$

V = velocità;

C = coefficiente di scabrezza, funzione del tirante idrico;

i = perdita di carico per unità di lunghezza;

$\bar{R}$  = raggio idraulico, pari al rapporto tra sezione bagnata e contorno bagnato.

Per la determinazione del coefficiente C sono state proposte diverse formule empiriche (Manning, Gauckler-Strickler, Kutter, Bazin). Nel seguito verrà utilizzata la formula di Gauckler Strickler, per la quale vale:

$$C = K \cdot \bar{R}^{-1/6},$$

dove K è un coefficiente di scabrezza che dipende dalla natura delle sponde del corso d'acqua (vedi tabella di figura 1.4.1.1). Dalle precedenti si ricava la *formula di Gauckler-Strickler*:

$$Q = K \cdot \sqrt{i} \cdot A \cdot \bar{R}^{2/3}.$$

<i>Natura della pareti</i>	<i>K</i> ( <i>m</i> <sup>1/3</sup> / <i>sec</i> )
<b>Corsi d'acqua naturali</b>	
Piccoli corsi d'acqua di pianura, puliti, dritti e senza ristagni d'acqua	30-40
Piccoli corsi d'acqua di pianura, puliti, sinuosi e senza ristagni d'acqua	22-30
Tratti lenti con erbacce e stagni profondi	13-20
Tratti molto erbosi con stagni profondi, ostacolati da alberi e macchie	7-13
Fiumi di montagna, con fondo in ghiaia, ciottoli e pochi massi e lati ripidi	20-33
Fiumi di montagna, con fondo in ciottoli e grossi massi e lati ripidi	14-25
<b>Corsi d'acqua scavati o dragati</b>	
In terra con manutenzione	60-30
In roccia o terra senza manutenzione	50-20
<b>Corsi d'acqua rivestiti con</b>	
Conglomerati bituminosi	75-57
Mattoni	72-57
Prefabbricato	95-70
Pietrame ad opera incerta	50-20
Pietre	30-15

Figura 1.4.1.1 – Scabrezza di Gauckler-Strickler

- Moto in pressione: Le perdite di carico  $\Delta H$  per tubazioni circolari sono espresse dalla formula di Darcy-Weisbach:

$$\Delta H = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g};$$

f = fattore di attrito;

L = lunghezza della condotta;

D = diametro della condotta;

v = velocità dell'acqua nella condotta.

Il fattore di attrito f dipende dalla scabrezza dei tubi e dal numero di Reynolds relativo al moto dell'acqua nella condotta. Per il valore di f sono state proposte molte formule, riassunte nell'Abaco di Moody, riportato in figura 1.4.1.2.

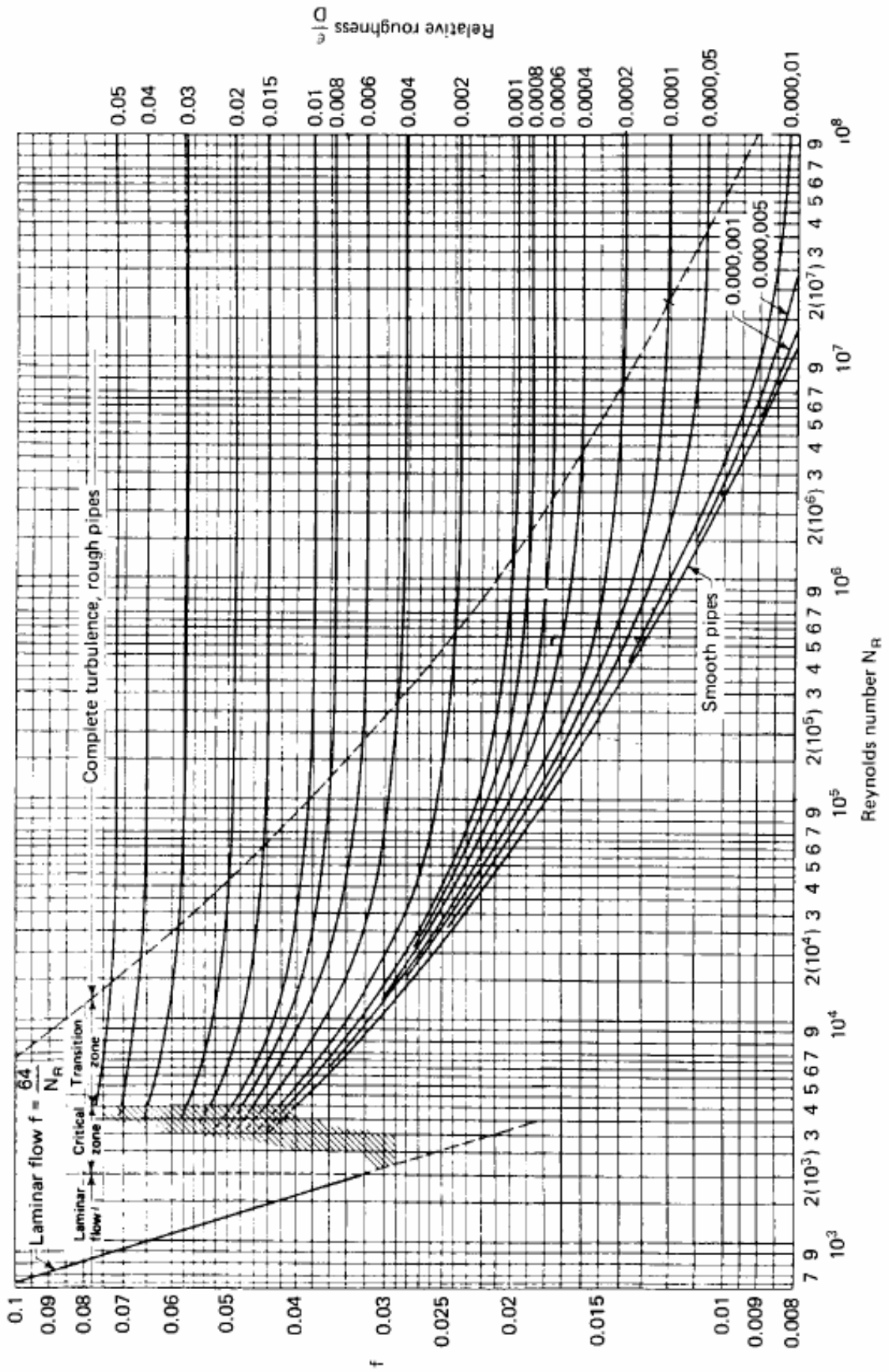


Figura 1.4.1.2 – Abaco di Moody



Per la determinazione della scabrezza relativa  $\epsilon/D$  con la quale entrare nell'abaco di Moody, si può fare riferimento ai seguenti valori:

Tipo di Tubazione	$\epsilon$ (mm)
Tubazioni tecnicamente lisce (vetroresina, materie plastiche)	0-0.02
Tubazioni d'acciaio non rivestite (nuove)	0.03-0.08
Tubazioni d'acciaio non rivestite (in servizio)	0.6-4
Tubazioni in ghisa non rivestite (nuove)	0.2-0.4
Tubazioni in ghisa non rivestite (in servizio)	1-5
Tubazioni in cemento armato (nuove)	0.1-0.15
Tubazioni in cemento armato (in servizio)	1-3

### 1.4.2 – Perdite di carico concentrate

Le singolarità poste lungo il percorso dell'acqua causano fenomeni di turbolenza, con conseguente dissipazione di energia. Ciò dà luogo a perdite di carico concentrate, tanto più influenti sulla determinazione del salto netto quanto minore è il rapporto  $L/D$  della condotta forzata. Tutte le perdite di carico concentrate possono essere espresse nella forma:

$$\Delta H = K_c \frac{v^2}{2g}$$

Dove  $K$  dipende dal tipo di singolarità. Le singolarità più diffuse nel caso degli impianti idroelettrici sono le seguenti:

- Griglie. In corrispondenza dell'imbocco della condotta forzata è sempre presente una griglia che limiti l'ingresso di corpi estranei. Per esse il coefficiente  $K_c$ , con riferimento alla figura 1.4.2.1, vale:

$$K_c = k \cdot t \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^{4/3} \cdot \sin \phi$$

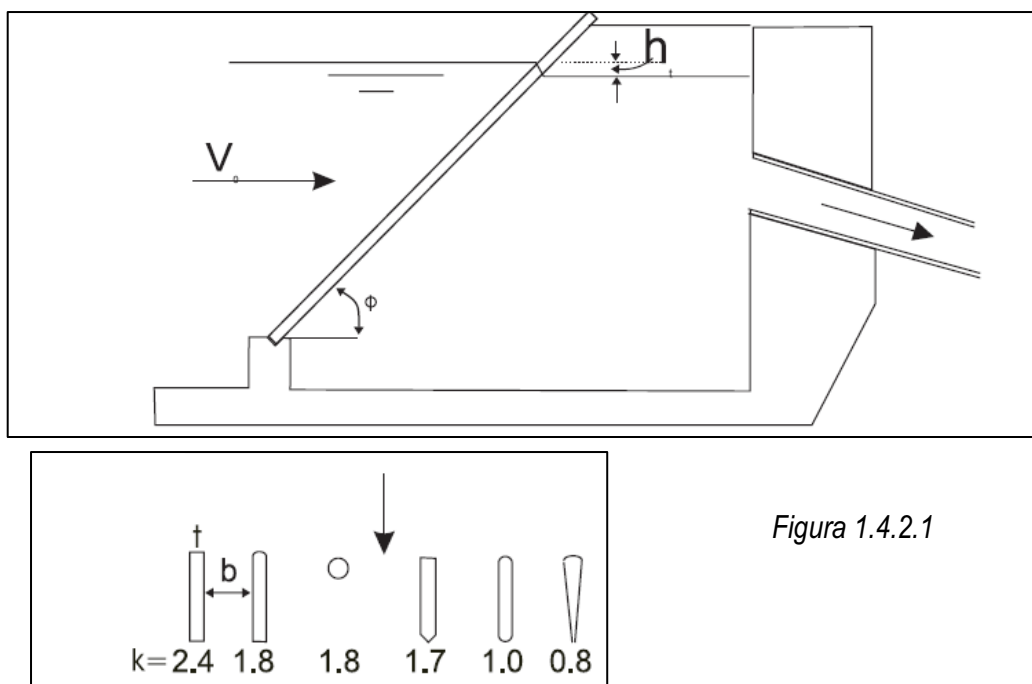


Figura 1.4.2.1

Ci si accorge facilmente che per valori tipici delle grandezze in gioco le perdite di carico attraverso le griglie sono dell'ordine dei millimetri e possono essere trascurate (con  $t = b = 0.5$  cm,  $\Phi = 45^\circ$ ,  $v = 2$  m/sec si ottiene  $\Delta H = 1.5$  mm).

- Perdita d'imbocco. In corrispondenza dell'imbocco della condotta forzata si ha un aumento della velocità che determina una perdita di carico concentrata il cui  $K_c$  vale circa 0.1.
- Perdita di sbocco. In corrispondenza dello sbocco dell'adduttore nella vasca di carico si ha un brusco allargamento di sezione con conseguente diminuzione della velocità, che determina una perdita di carico concentrata il cui  $K_c$  vale circa 0.5.
- Cambio di direzione. In curva una condotta in pressione, per effetto dell'azione centrifuga, subisce un'alterazione della distribuzione della velocità della corrente al suo interno. Ciò dà luogo a moti secondari che dissipano energia, determinando una perdita di carico concentrata.

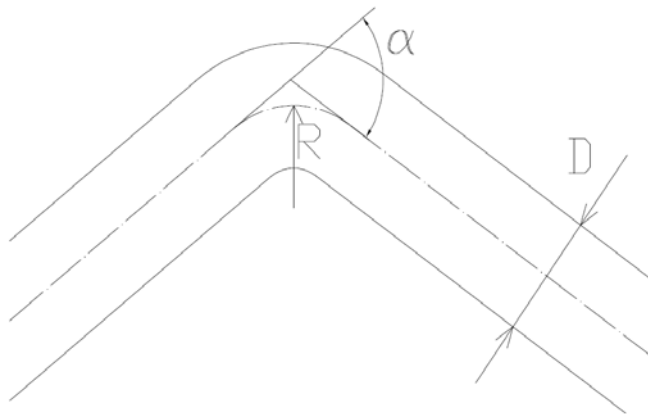
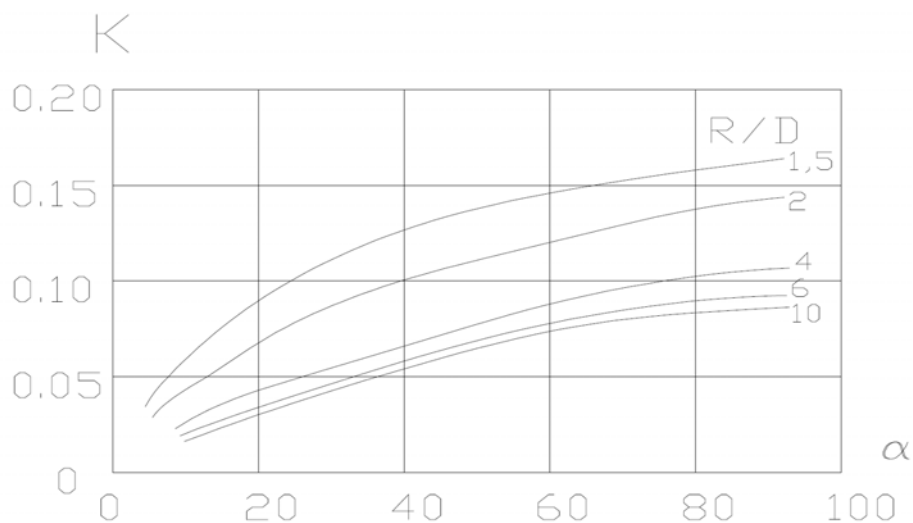


Figura 1.4.2.2

L'entità di tale perdita è di difficile valutazione; indicativamente, si può assumere per  $K$  il valore ricavabile dal seguente grafico<sup>a</sup>, nota la geometria della curva (figura 1.4.2.2):



<sup>a</sup> Tratto dal testo "Idraulica" – A. Peruginelli

## 1.5 – Portata disponibile

Il dimensionamento di un impianto idroelettrico necessita di un preventivo studio idrologico, che permetta di determinare la portata su cui dimensionare l'impianto; tale portata sarà compresa tra la portata di magra e la portata di piena, per i seguenti motivi: quanto più la portata scelta è piccola, tanto maggiore è il numero di giorni dell'anno in cui l'impianto funziona a pieno regime, ma tanto minore è il volume derivato e quindi l'energia prodotta. Viceversa, una portata derivata grande, prossima a quella massima raggiungibile nel corso dell'anno, permette di sfruttare al meglio le risorse idriche disponibili e di produrre più energia, ma l'impianto funzionerà per la maggior parte dell'anno a carico ridotto, risulterà quindi quasi sempre sovradimensionato. Bisogna quindi scegliere la miglior soluzione di compromesso; per far questo, è necessario determinare le portate disponibili e il loro andamento, cioè costruirsi la *curva di durata delle portate*.

Con *durata* di una determinata portata  $Q$ , in una sezione di un corso d'acqua e relativamente ad un certo intervallo di tempo, si intende il numero di giorni dell'intervallo considerato in cui nella sezione si è verificata una portata non inferiore a  $Q$ .

La curva delle durate si ottiene riportando in un diagramma come ordinate le portate giornaliere registrate (o dedotte) nella sezione di riferimento per un dato intervallo di tempo, come ascisse le durate delle portate. L'intervallo di tempo, generalmente di qualche decina d'anni, viene poi solitamente ragguagliato all'anno, per avere un più comodo riferimento. La curva così ottenuta fornisce l'andamento delle portate nella sezione di interesse nel corso degli anni passati. Se il periodo di osservazione è sufficientemente lungo, si può ragionevolmente ritenere che la curva descriva con buona approssimazione anche l'andamento delle portate negli anni a venire.

La determinazione della curva di durata delle portate (se, come solitamente accade, non è nota) avviene nelle seguenti modalità:

- *misura diretta delle portate*; l'efficacia di questo sistema è tanto maggiore quanto maggiore è il periodo di osservazione;
- *confronto con bacini di caratteristiche analoghe*, sottesi da sezioni per le quali la curva di durata è nota; il confronto andrà effettuato adottando opportuni coefficienti di ragguaglio che tengano conto delle differenze tra i bacini analizzati (area scolante, piovosità, permeabilità);
- derivazione della curva di durata delle portate a partire dai dati pluviometrici mediante modelli idrologici; nonostante l'esistenza in Idrologia di diversi *modelli di trasformazione afflussi – deflussi*, tale metodo è quello maggiormente affetto da incertezza, poiché i risultati sono fortemente legati alla conoscenza di parametri quasi sempre pressoché ignoti, specialmente per i piccoli corsi d'acqua (entità delle infiltrazioni, circolazione sotterranea, tempo di corrivazione,...), pertanto è fortemente consigliabile, se possibile, accompagnare tale procedimento con qualche misura diretta di portata al fine di apportare eventuali correzioni alle stime dei parametri fisici del bacino.

È sempre consigliabile usare più di un metodo e fare ricorso alle testimonianze degli abitanti della zona e dei pescatori, soprattutto per conoscere la distribuzione durante l'anno delle portate (periodi di secca, eventuale congelamento invernale del corso d'acqua,...).

Una volta determinata la curva di durata, la scelta della portata massima di progetto dipende da considerazioni di carattere economico, come illustrato al 1.6.2.

## 1.6 – Criteri di progettazione

La progettazione di un micro impianto idroelettrico deve privilegiare le soluzioni che consentano il migliore sfruttamento del territorio con il minor costo possibile, dove con costo si deve intendere non solo il prezzo delle opere, ma anche il costo ambientale della realizzazione dell'impianto e la complessità logistica della procedura autorizzativa. Per meglio chiarire quest'ultimo punto, è opportuno fare qualche esempio pratico.

Come primo caso, si consideri un impianto da realizzarsi in provincia di Alessandria per il quale considerazioni di carattere prettamente tecnico-economiche abbiano condotto ai seguenti parametri di progetto:

$$H = 30 \text{ m}; \quad Q = 280 \text{ L/sec}; \quad P = 76 \text{ kW}$$

La Regione Piemonte richiede la Valutazione di Impatto Ambientale per impianti di potenza superiore ai 100 kW e/o portata superiore a 260 L/sec<sup>a</sup>. Un impianto di questo tipo, pur non superando i 100 kW, richiede l'esecuzione della Valutazione di Impatto Ambientale ed entra tra i progetti di competenza della Provincia, poiché la portata massima di progetto supera i 260 L/sec. Limitando la portata massima di progetto a 260 L/sec, è sufficiente la Procedura Autorizzativa Semplificata, e il progetto ricade tra quelli di competenza del Comune. È pertanto preferibile assumere i seguenti dati di progetto, che penalizzano leggermente la remuneratività dell'impianto, ma consentono di realizzare l'impianto in tempi più brevi:

$$H = 30 \text{ m}; \quad Q = 260 \text{ L/sec}; \quad P = 71 \text{ kW}.$$

Come secondo caso, si consideri un impianto da realizzarsi in prossimità di un confine regionale: può essere conveniente penalizzare il salto al solo fine di rimanere nella stessa regione. Coinvolgendo due regioni infatti, si ha a che fare con due normative differenti ed inoltre si devono ottenere i permessi da entrambi i comuni interessati ed, eventualmente, se l'entità del progetto lo richiede, da entrambe le Province.

Gli esempi potrebbero essere molti altri. Appare evidente come la conoscenza della normativa nazionale e regionale costituisca un valido ausilio fin dalle primissime scelte del progettista.

Si passa ora ad illustrare i criteri di progettazione di carattere più prettamente tecnico-economico.

---

<sup>a</sup> LEGGE REGIONALE 14 dicembre 1998, n. 40 e s.m.i.- Disposizioni concernenti la compatibilità ambientale e le procedure di valutazione - (B.U. n. 50 del 17 dicembre 1998)

### 1.6.1 – Scelta del sito

Un micro impianto idroelettrico, perché sia economicamente conveniente, deve essere progettato con la massima attenzione ad abbattere le spese “fisse”, non direttamente proporzionali alla potenza installata. I fattori di interesse sono i seguenti:

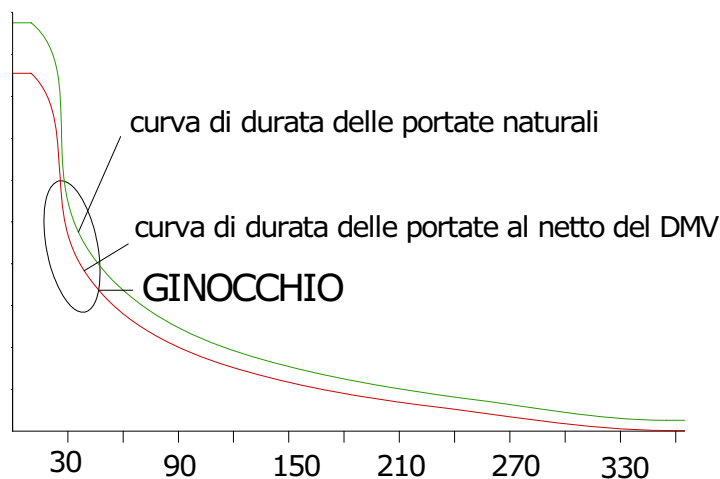
- pendenza di fondo del corso d’acqua. Elevate pendenze consentono di realizzare impianti compatti, più economici, a parità di salto e portata, di impianti realizzati nei tratti vallivi, di sviluppo planimetrico maggiore;
- esistenza di piste e sentieri da sfruttare in fase di realizzazione ed esercizio dell’impianto;
- esistenza di manufatti da riadattare ed integrare nell’impianto. Ciò si verifica tipicamente per l’opera di presa, che può essere realizzata in corrispondenza di briglie di sistemazione già esistenti;
- presenza, nei pressi della sezione di restituzione, dei cavi della rete elettrica nazionale.

Si noti che l’ottimizzazione di tutti i fattori di interesse sopra elencati, oltre a ridurre la spesa di realizzazione dell’impianto, ne riduce anche l’impatto ambientale.

### 1.6.1 – Scelta della portata

Una volta determinata la curva di durata delle portate, come accennato al 1.5, la scelta della portata di progetto sarà il risultato di un compromesso tra l’esigenza di limitare il costo dell’impianto e quella di garantire un’elevata produzione di energia (entrambi i termini crescono con la potenza installata).

Innanzitutto è necessario depurare la curva delle durate dal valore del Deflusso Minimo Vitale, definito come la minima quantità d’acqua da lasciare defluire in alveo per non compromettere l’ecosistema fluviale<sup>3</sup>. Nota la curva di durata delle portate disponibili, la portata massima di progetto più conveniente si ricava per tentativi, fissando come portata massima di progetto di volta in volta le varie portate comprese tra quella massima e quella minima; in tal modo è possibile andare a stimare per ognuna di esse il rapporto costi-ricavi e scegliere quindi la soluzione più vantaggiosa.



<sup>3</sup>Sul calcolo del DMV, definito dall’Autorità di Bacino di competenza, si tornerà più avanti.

La soluzione più vantaggiosa, tipicamente, si posiziona nei pressi della portata in corrispondenza della quale la curva di durata presenta un “ginocchio”, il che avviene solitamente per portate aventi durata compresa tra 30 e 50 giorni.

### 1.6.1 – Scelta della macchina idraulica

Le macchine idrauliche da impiegare nei micro impianti sono quelle che ben si prestano allo sfruttamento di salti ridotti e/o piccole portate. La scelta migliore è da valutarsi caso per caso, a seconda del campo di applicazione delle varie macchine. Viene riportata nel seguito un riassunto delle caratteristiche delle macchine idrauliche più economiche.

#### Microturbine

Le microturbine sono praticamente “versioni ridotte” delle turbine di tipo classico. Per le piccole potenze l’impiego di turbine a reazione è piuttosto problematico, poiché la semplicità costruttiva dell’impianto ne risulta penalizzata; è più interessante l’impiego di microturbine ad azione, come le microPelton, le microTurgo (entrambe per grandi salti e piccole portate) e le microturbine a flusso incrociato<sup>a</sup>

- MicroPelton: trovano applicazione su grandi salti (50 – 1500 m) e piccole portate (1 – 1000 L/sec). Rendimento: 85-90%. Prezzo: 800 – 1000 /kW
- MicroTurgo: trovano applicazione su salti medio-alti (15 – 300 m) e portate medio basse (1 – 2000 L/sec). Indicate per acque torbide. Rendimento: 85-90%. Prezzo: 800 – 1000 /kW
- Microturbine a flusso incrociato: trovano applicazione su salti medio-bassi (5 – 200 m) e portate medio-basse (20 – 2000 L/sec). Indicate in caso di portate fortemente variabili. Rendimento: 80-85%. Prezzo: 650 – 800 /kW

In generale, si può affermare che tra le micro turbine, le più indicate all’impiego nei micro impianti siano quelle a flusso incrociato, che trovano come unico campo di impiego proprio il micro idroelettrico (non vengono prodotte per potenze superiori ai 100 - 200 kW). Il rendimento, pur essendo più basso di qualche punto percentuale, rimane praticamente invariato per portate che scendono fino a 1/5 della portata massima di progetto: questo fattore è particolarmente importante per impianti ad acqua fluente, che, come abbiamo visto, lavorano con Q pari alla portata massima di progetto normalmente per circa 50 giorni all’anno. Inoltre, le turbine a flusso incrociato sono sensibilmente più economiche rispetto alle altre tipologie di turbina<sup>b</sup>. Si noti che i valori di portata e salto di impiego ottimale sopra indicati sono tipici dei micro impianti.

Sulla base di queste considerazioni, tra le tipologie di microturbine illustrate, verrà privilegiato, laddove possibile, l’impiego della microturbina a flusso incrociato.

---

<sup>a</sup> La turbina Michell-Banki è normalmente classificata tra le turbine ad azione, anche se ciò non è del tutto vero: quando la turbina lavora a portata massima, l’acqua in uscita dall’iniettore colpisce le pale con una pressione un po’ superiore a quella atmosferica. La cessione di energia che ha luogo quando l’acqua esce dal rotore, invece, avviene sempre a pressione atmosferica.

<sup>b</sup> I prezzi sopra indicati sono indicativi, determinati mediante una piccola indagine (richiesta preventivi, informazioni fornite da proprietari di impianti).

### Coclee

La coclea è una macchina robusta, autopulente, autoregolante e necessita di poca manutenzione: ciò la rende affidabile e di facile gestione. Una coclea è generalmente più economica di una turbina a potenza simile. È utilizzabile per salti non superiori a circa 10 m e portate fino a circa 5 m<sup>3</sup>/sec; per sfruttare salti superiori possono essere installate più coclee in serie, mentre portate superiori saranno turbinate da coclee in parallelo, tuttavia in questi casi può risultare più conveniente l'impiego di una turbina. Il rendimento delle coclee si aggira intorno al 75%. Un aspetto molto interessante di questi dispositivi è che hanno una grande flessibilità di impiego, mantenendo buoni rendimenti anche con portate molto piccole, fino a meno di un terzo di quella di progetto. Ciò è molto importante se l'installazione avviene, come di norma accade per i micro impianti, su torrenti a portata marcatamente variabile. I punti a sfavore di questo tipo di impianti sono la complessità e l'ingombro delle opere civili, dovuto alla particolare disposizione della coclea (compensato in parte dalla assenza di grandi manufatti per la filtrazione e la sgrigliatura e dall'estrema compattezza dell'impianto, che non richiede grandi opere di adduzione), e la bassa velocità di rotazione, che richiede l'uso di un moltiplicatore di giri per poter accoppiare la coclea ad un generatore.

Bisogna infine ricordare che per questo tipo di impianti in un alcune regioni non è richiesto il rispetto del DMV, poiché la coclea può essere attraversata dalla fauna ittica.

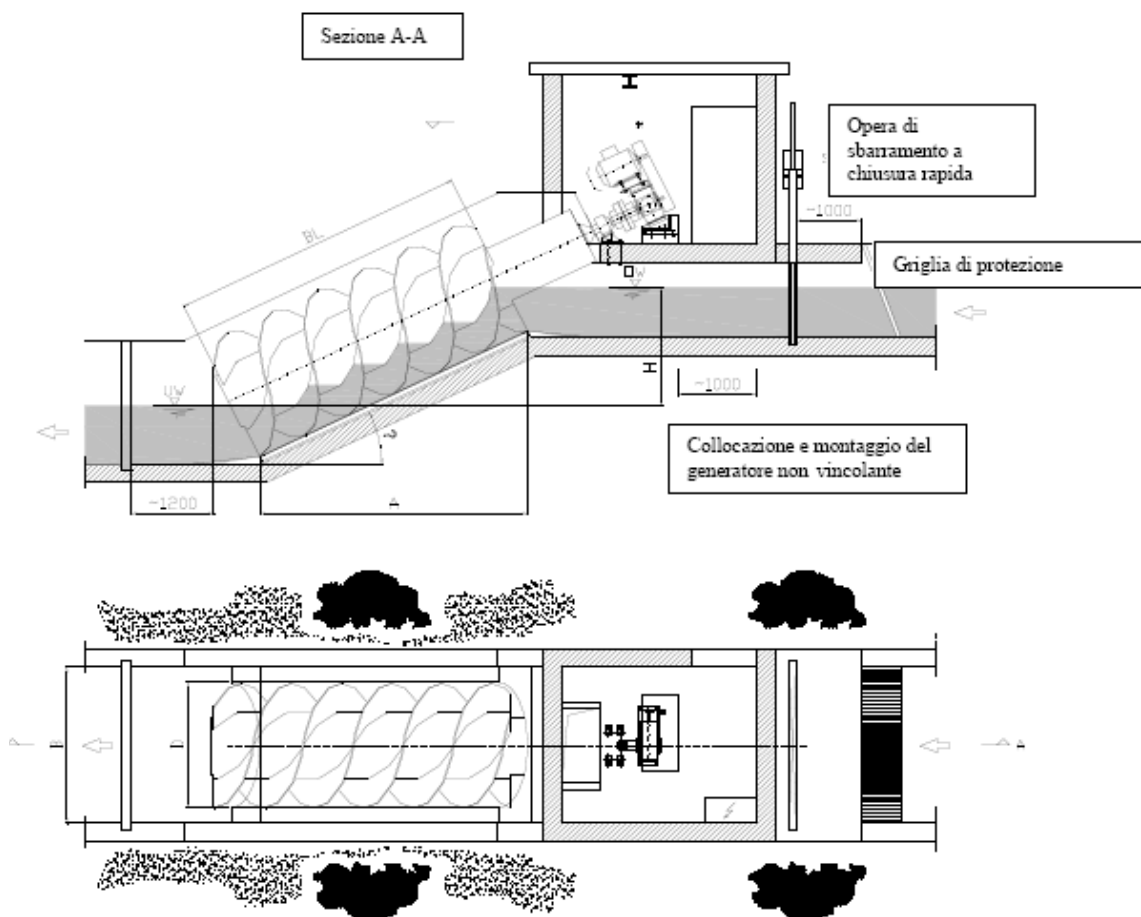
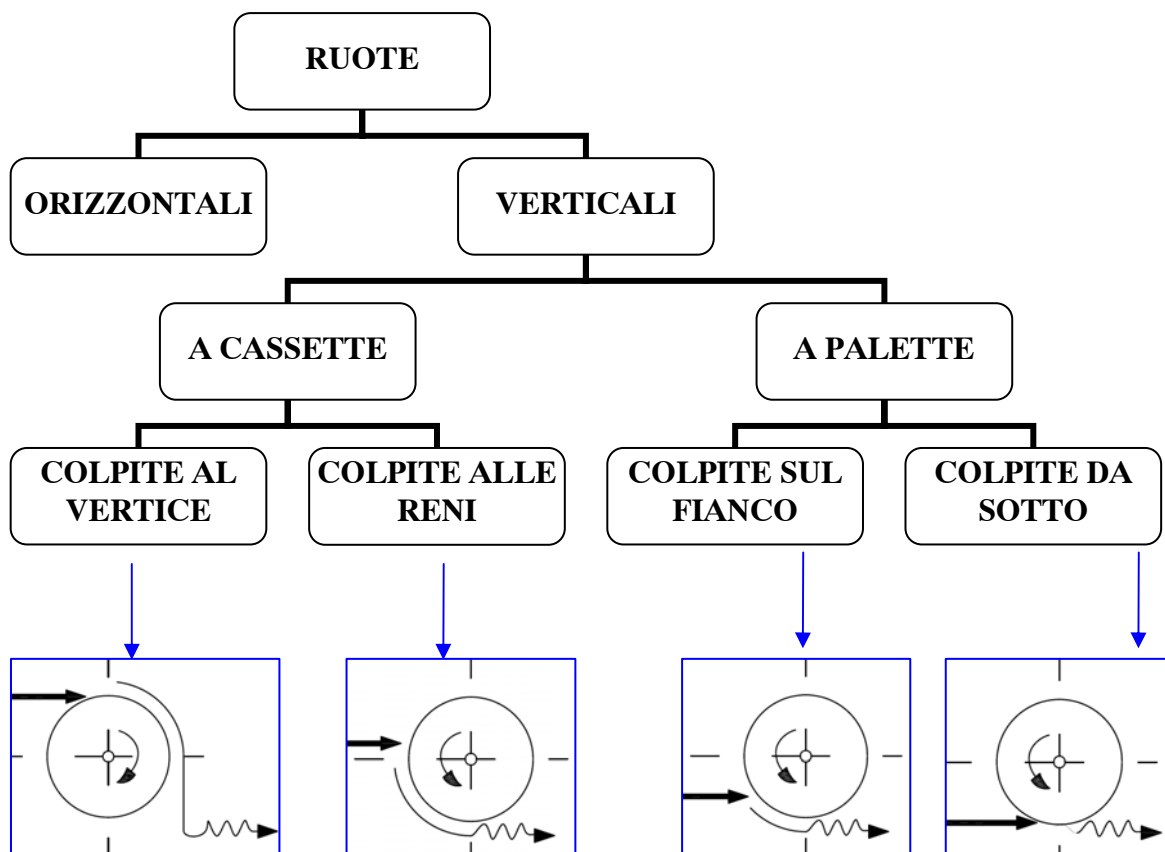


Figura 1.6.1.1 – Schema di un impianto a coclea

### Ruote idrauliche

Le ruote idrauliche da noi sono ormai difficili da trovare; trovano il loro contesto ideale di applicazione in quei luoghi caratterizzati da problemi di approvvigionamento energetico, dove ricavare sul posto un quantitativo anche minimo di energia diventa importante.

I maggiori pregi di questa macchina stanno nella semplicità, che la rende autocostruibile con materiali poveri (legno, pezzi di recupero) e attrezzi poco sofisticati; nel rendimento più che decoroso (nei tipi ben costruiti si può arrivare allo 0,8); nell'estrema affidabilità di funzionamento. Il principale svantaggio delle ruote idrauliche è la loro bassa velocità (in genere non si superano i 20 rpm): portare la velocità dall'albero fino al minimo di 500 rpm richiesto da un generatore a bassa velocità di rotazione richiede pesanti ingranaggi, che devono essere in grado di sopportare l'elevato momento torcente della ruota. Moltiplicare i giri significa dover installare una serie di alberi intermedi con relativi cuscinetti e supporti: ciò significa spese, difficoltà costruttiva, perdite in rendimento. Altro svantaggio delle ruote idrauliche è la loro mole, che le rende costruibili con semplicità, ma con molto materiale e molto lavoro. D'altra parte, la manutenzione a mano è minima (non sono necessarie griglie fini, quindi le operazioni di pulizia sono modeste) e le riparazioni sono facili. A seconda delle caratteristiche costruttive e del modo in cui la ruota viene colpita dall'acqua, le ruote idrauliche si distinguono in:



Si presentano di seguito le principali caratteristiche dei vari tipi.

Le **ruote orizzontali** sono le più antiche conosciute, derivate dalle macine ad azionamento animale. Sono macchine semplici e robuste, ma forniscono potenze molto ridotte con bassissimo rendimento.





Figura 1.6.1.2 – Esempio di ruota orizzontale. Mulino di Arlia, Fivizzano (MS)

Le **ruote verticali** rispetto alle precedenti hanno un rendimento decisamente superiore, possono funzionare anche in corsi d'acqua a bassissima caduta (al contrario delle ruote orizzontali), possono smaltire maggiori portate, raggiungendo così potenze decisamente superiori. Per questi motivi, dall'invenzione della ruota verticale (I sec a.C.), quella orizzontale è stata praticamente abbandonata. Le ruote verticali possono essere a **cassette** o a **palette**, in entrambi i casi il loro profilo deve essere tale da seguire tangenzialmente la velocità relativa in ingresso. La conformazione varia da un tipo di ruota all'altro, assumendo a seconda dei casi la forma che permette di minimizzare le perdite di energia nell'urto con l'acqua; in generale, le cassette sono adatte a sfruttare soprattutto l'energia potenziale dell'acqua, mentre le palette possono sfruttare in maggior parte sia l'energia potenziale (ruote colpite sul fianco di tipo lento) che l'energia cinetica (ruote colpite sul fianco di tipo celere, ruote pendenti). In generale, quanto più una ruota sfrutta l'energia cinetica rispetto a quella potenziale, tanto più veloce sarà la sua rotazione, ma tanto minore sarà il rendimento.

Le ruote a cassette **colpite al vertice** (o **ruote per di sopra**) sono impiegate per cadute relativamente alte (indicativamente da 3 a 10 metri) e piccole portate. L'acqua giunge da un canale e defluisce attraverso una luce a battente regolata da una paratoia. Le cassette ricevono l'acqua nel punto più alto, riempiendosi per circa un terzo. Ciò determina la rotazione della ruota, che avviene in senso contrario al senso del moto dell'acqua nel canale: per questo motivo, la ruota deve emergere dal canale di scarico; si perde in tal modo una porzione di salto. Questo problema non si pone negli altri tipi di ruote, ciononostante le ruote per di sopra sono quelle che garantiscono i migliori rendimenti.

L'acqua è utilizzata essenzialmente per gravità: le ruote per di sopra rendono tanto meglio quanto più lentamente sono fatte girare.

Per poter utilizzare le forti cadute che spesso si incontrano in alta montagna, senza costruire ruote di diametro eccessivo, talvolta le ruote per di sopra vengono installate alla base di una corsia inclinata che conduce l'acqua alla ruota: in questo modo però l'acqua colpisce le cassette con velocità elevata, con conseguenti elevate perdite per urto. Il rendimento di queste installazioni è perciò molto basso; sono comunque impiegate quando la semplicità costruttiva e le dimensioni limitate della ruota sono esigenze prioritarie rispetto alla perdita di potenza.

Le ruote a cassette **colpite alle reni** ricevono l'acqua in un punto situato tra il vertice e il centro della ruota attraverso una luce a battente inclinata di un angolo opportuno; hanno un diametro superiore all'altezza di caduta, quindi, a parità di salto, sono più ingombranti e pesanti delle ruote per di sopra. L'energia dell'acqua è utilizzata soprattutto per gravità, ma una porzione più grande rispetto al tipo precedente agisce in forma cinetica: è per questo che queste ruote sono più veloci delle precedenti, ma hanno un rendimento più basso. Sono in genere impiegate quando la caduta disponibile non è sufficiente all'installazione di una ruota per di sopra.

Le ruote a palette **colpite sul fianco** possono essere impiegate per cadute molto ridotte e portate più grandi delle precedenti. Ricevono l'acqua in un punto situato tra il centro e la base della ruota, attraverso una luce a stramazzo (*tipo lento*) o a battente (*tipo celere*). Al solito, il tipo lento ha un rendimento migliore del tipo celere, ma ha una velocità di rotazione molto minore.

Le ruote a palette **colpite da sotto** (o *ruote pendenti*) lavorano con le pale direttamente immerse nella corrente d'acqua che agisce su di esse solamente per energia cinetica. Non è necessaria alcuna opera di presa. Il loro rendimento è molto basso (non supera il 30%), ma sono state molto usate per la loro semplicità costruttiva e d'impianto; inoltre è l'unico tipo di ruota che può essere utilizzato su fiumi lenti e privi di cadute. Tipica installazione è quella realizzata su stretti canali di alimentazione in cui l'acqua scorre abbastanza velocemente da cedere un discreto impulso alle pale. Altra installazione tipica è quella dei mulini galleggianti, un tempo molto utilizzati al Nord Italia, sul fiume Po: questi mulini montavano appunto ruote pendenti e avevano al loro interno i rinvii meccanici e le macine; collegati a terra mediante passerelle, potevano seguire le variazioni di livello del fiume.

L'ultimo mulino galleggiante italiano era sull'Adige in località Badia Polesine, ed è stato smantellato negli anni '70; queste installazioni possono trovare utile applicazione nei PVS, ad esempio lungo i fiumi di pianura africani, dove soluzioni alternative sarebbero inevitabilmente di difficile realizzazione e gestione. La realizzazione di una ruota pendente è tecnicamente semplice, tuttavia, per ottenere potenze apprezzabili, occorrono ruote di grandi dimensioni.

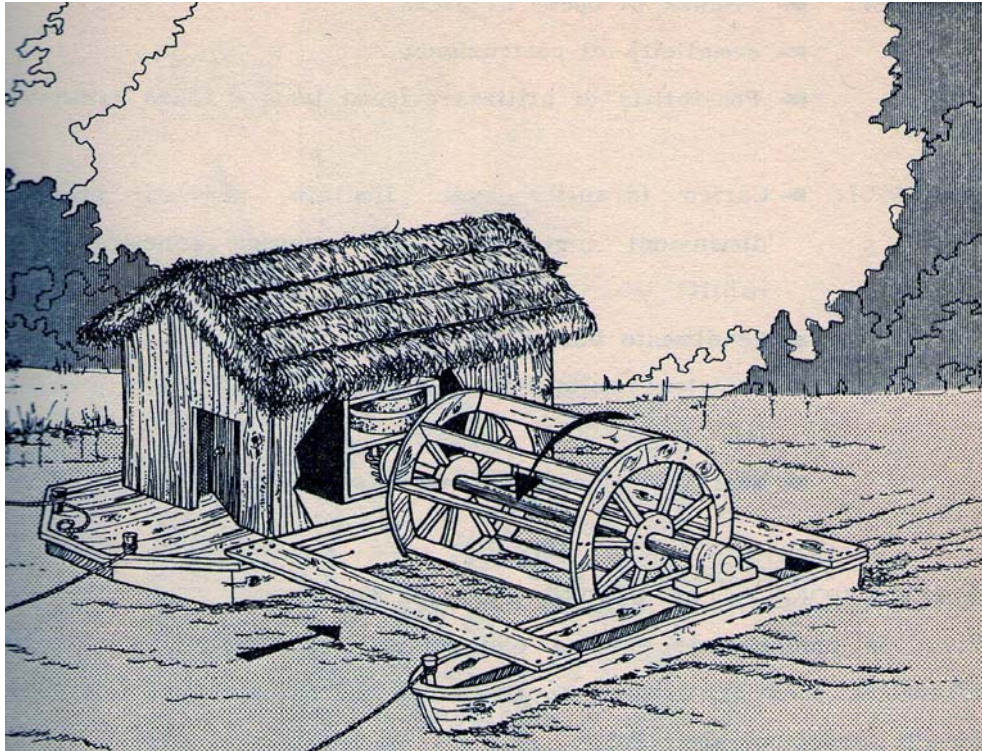


Figura 1.6.1.3 – Mulino galleggiante

### Turbine a vortice

Si fa cenno all'impianto con turbina a vortice gravitazionale, di recente invenzione, brevettato dall'ingegnere austriaco Franz Zotlöterer. Questo sistema può essere applicato solo su piccola scala, per impianti fino a 150 kW, e può funzionare con salti ridottissimi, fino a 0,7 m.

Le informazioni su questa tecnologia sono ancora scarse (il primo impianto pilota è stato realizzato nel 2006), perlopiù diffuse dallo stesso Zotlöterer, ma ci sono molti aspetti che la rendono degna di interesse, primo tra tutti l'effetto positivo che il vortice ha sulla qualità dell'acqua. L'idea è nata proprio dal tentativo di aerare l'acqua di un piccolo stagno che Zotlöterer aveva costruito nel suo giardino per favorirne le capacità autodepurative. L'ingegnere si rese conto che questo poteva essere ottenuto favorendo la creazione di vortici, che nel contempo possono essere sfruttati per la produzione di energia.

L'impianto ha la forma di una chiocciola. L'acqua entra in un canale largo e dritto e passa tangenzialmente in un bacino circolare, formando un mulinello. La conformazione descritta e mostrata in figura 1.6.1.4 è tale da favorire la formazione di un vortice stabile, il quale mette in rotazione una turbina. La turbina è posizionata in modo da avere l'asse (verticale) nel centro del vortice; questa ricava, nel modo suddetto, energia meccanica di rotazione dal vortice, che viene convertita in energia elettrica in un generatore.

L'acqua esce dal centro del bacino d'aerazione.

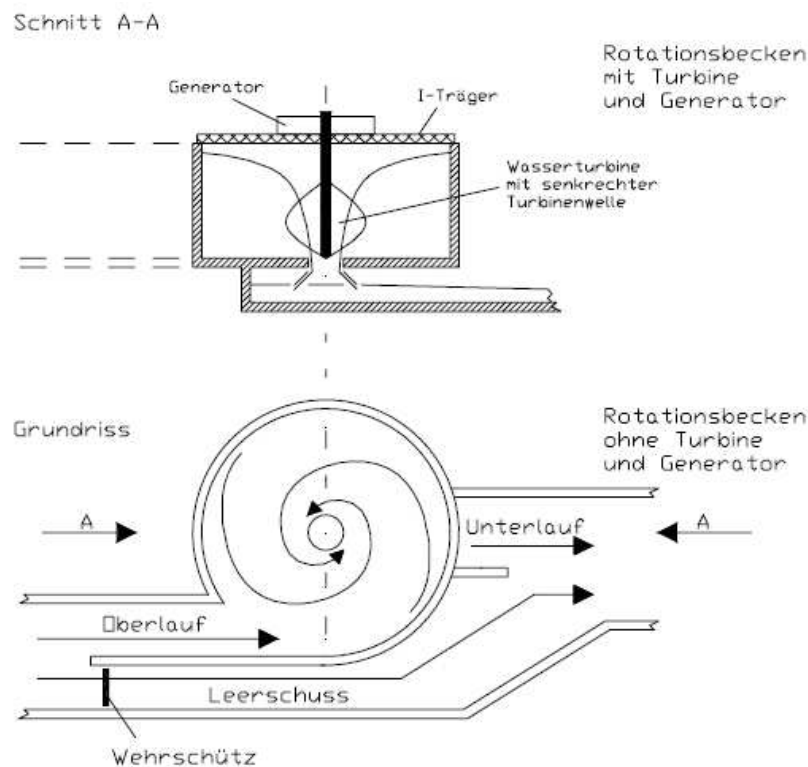


Figura 1.6.1.4 – Schema turbina a vortice

Il vortice gravitazionale:

- ossigena la massa d'acqua sfruttata per la produzione di energia e distribuisce in modo omogeneo gli inquinanti al suo interno, conducendo ad una migliorata efficienza dei microrganismi nella decomposizione dei contaminanti;
- incrementa l'area di contatto tra acqua e aria, favorendo l'evaporazione (e quindi il raffreddamento dell'acqua) nella stagione calda;
- tiene in movimento l'acqua, evitando problemi di ristagno e contrastando la formazione di ghiaccio in inverno, che impedirebbe alla turbina di funzionare;
- favorisce la capacità dell'acqua di autoregolarsi la temperatura, infatti comprime l'acqua al suo interno, mantenendo la temperatura su valori non troppo lontani da 4°C (temperatura di massima densità).

Il primo impianto pilota a vortice gravitazionale, è stato realizzato nel 2006 a Obergrafendorf (Austria)<sup>a</sup>.

I costi di questo tipo di turbina sono attualmente elevati (2500 – 3000 /kW), ma c'è da aspettarsi che allo scadere del brevetto i prezzi si abbattano. D'altra parte, la turbina a vortice trova applicazione in un campo di funzionamento non coperto da altre macchine idrauliche (le classiche turbine a reazione non hanno versioni "micro", inoltre non funzionano su salti inferiori ai 2 m). La bassa velocità di rotazione della turbina rende necessario un moltiplicatore di giri, ma consente di evitare problemi di:

- cavitazione. La bassa velocità di rotazione non determina forti diminuzioni di pressione;
- pericolo per l'ittiofauna. L'attraversamento dell'impianto non è per i pesci causa di mortalità, anzi, i pesci sono in grado (stando a quanto verificato da Zotlöterer) di passare attraverso l'impianto in entrambe le direzioni. Ciò renderebbe non necessaria l'esecuzione

<sup>a</sup> Dati tecnici su [www.zotloeterer.com](http://www.zotloeterer.com)

di un passaggio per l'ittiofauna; questa eventualità comunque deve essere autorizzata dall'autorità competente locale;

- sgrigliamento. Il materiale di piccole dimensioni può attraversare senza danno l'impianto, pertanto non è necessario installare griglie fini.

### Pompe reversibili (Pump As Turbine)

Discorso a parte meritano le pompe reversibili, il cui impiego è dettato da ragioni prettamente economiche. Una pompa reversibile è semplicemente una pompa utilizzata come turbina. I vantaggi rispetto ad una turbina tradizionale sono i seguenti:

- prezzi molto contenuti, fino a 1/10 di una turbina di pari potenza;
- ampia disponibilità di modelli e rapidi tempi di consegna;
- semplicità impiantistica

Il principale svantaggio è il seguente:

- rendimenti modesti (67 – 70%) e marcatamente sensibili al variare della portata.

Può considerarsi nullo per  $Q < 0.5Q_{\text{prog}}$ .

La scelta di utilizzare una pompa reversibile può derivare unicamente da motivazioni economiche, poiché il campo di impiego è praticamente illimitato, vista l'ampia disponibilità di modelli.

Riassumendo, si ritiene opportuno adottare orientativamente i seguenti criteri di scelta:

- salto inferiore a 1 m: turbina a vortice;
- salto compreso tra 1 e 8 m: ruota idraulica/coclea;
- salto superiore a 8 m: turbina a flusso incrociato.

## CAPITOLO SECONDO: QUADRO NORMATIVO

La normativa riguardante la derivazione delle Acque Pubbliche e la produzione di energia elettrica è ampia e di origine lontana. Inoltre, esiste una regolamentazione a livello internazionale, europeo, nazionale, regionale e provinciale. Da ciò si comprende come il quadro normativo sia vasto e difficile da conoscere nella sua totalità; si riportano di seguito i riferimenti normativi salienti, di principale interesse nel settore idroelettrico.

- R.D. n. 1285 del 14 Agosto 1920 “Regolamento per le derivazioni e utilizzazioni di acque pubbliche”;
- D.M. 6 Dicembre 1923, capo III “Progetti di massima per le piccole derivazioni”;
- R.D. n. 1775 del 11 Dicembre 1933 “Testo unico delle disposizioni di legge sulle acque e sugli impianti idroelettrici” e succ. modif. e integrazioni;
- D.P.R. n. 616 del 24 Luglio 1977 (legge delega);
- D.P.R. 12 Aprile 1996 “Atto di indirizzo e coordinamento per l’attuazione dell’art. 40, comma 1, della legge 22 febbraio 1994, n. 146, concernente disposizioni in materia di V.I.A.”;
- D.P.C.M. 12/12/2005 “Individuazione della documentazione necessaria alla verifica della compatibilità paesaggistica degli interventi proposti, ai sensi dell’articolo 146, comma 3, del Codice dei beni culturali e del paesaggio di cui al decreto legislativo 22 gennaio 2004, n. 42 (G.U. n. 25 del 31 gennaio 2006)”
- Leggi 9/91 e 10/91. Con riferimento alle leggi 9/91 e 10/91 del Piano Energetico e delle relative Norme di Attuazione, un impianto idroelettrico costituisce opera di pubblico interesse e di pubblica utilità ai sensi del comma 4, art.1 della legge 10/91, che recita: “ l’utilizzazione delle fonti di energia rinnovabile, tra cui l’idroelettrica, è considerata di pubblico interesse e di pubblica utilità e le opere relative sono equiparate alle opere dichiarate indifferibili ed urgenti ai fini dell’applicazione delle leggi sulle opere pubbliche”.
- Decreto Legislativo 29/12/2003 “Attuazione della direttiva 2001/77/CE relativa alla promozione dell’energia elettrica prodotta da fonti energetiche rinnovabili nel mercato interno dell’elettricità” Il Decreto Legislativo 29/12/2003, n.387, all’art.12, comma 1, recita inoltre: “le opere per la realizzazione degli impianti alimentati da fonti rinnovabili, nonché le opere connesse e le infrastrutture indispensabili alla costruzione ed all’esercizio degli stessi impianti, autorizzate ai sensi del comma 3, sono di pubblica utilità ed indifferibili ed urgenti.”

Le linee guida impostate dalle norme nazionali sopra enunciate vengono poi trasferite alle realtà locali tramite disposizioni specifiche dettate dall’autorità competente.

In particolare, per quanto riguarda la concessione delle Acque Pubbliche per derivazioni a scopo di produzione di energia idroelettrica, l’**Autorità di Bacino** e/o la **Regione** stabiliscono:

- il calcolo del Deflusso Minimo Vitale;
- i corsi d’acqua interdetti da derivazioni;
- le fasce di rispetto;

- le restrizioni da adottare nelle aree a diversa pericolosità geomorfologica, perimetrata dalla stessa AdB;
- la massima densità ammissibile per le derivazioni;
- le condizioni sussistenti per l'applicazione di eventuali deroghe alle restrizioni di cui sopra.

L'obiettivo prioritario della Politica Energetica Europea è il raggiungimento di uno sviluppo sostenibile, ovvero di un livello quantitativo e qualitativo di sviluppo economico e quindi di consumo energetico, compatibile con il mantenimento di un adeguato standard di qualità ambientale e di utilizzo delle risorse naturali. Il Protocollo di Kyoto del dicembre 1997, sottoscritto da 160 Paesi, tra cui anche i Paesi Europei, prevede, a tal fine, la riduzione delle emissioni di gas climalteranti. La produzione di energia con combustibili fossili rappresenta uno dei principali responsabili dell'emissione di CO<sub>2</sub> ed inquinanti in generale. Per fronteggiare questo problema, l'Unione Europea si è impegnata a promuovere presso i paesi membri l'utilizzo delle cosiddette “fonti rinnovabili” tra cui figura l'idroelettrico minore.

I principali riferimenti normativi europei e nazionali, che incentivano le fonti rinnovabili e l'idroelettrico in particolare, vengono di seguito riassunti:

- **Libro bianco europeo.** Il documento si propone di raddoppiare, a livello comunitario, la quota di energia consumata derivante da fonti rinnovabili, passando dal 6% al 12% entro il 2010. Per l'Italia l'obiettivo è di raggiungere il 25% di elettricità da fonti rinnovabili rispetto al 16%.
- **Piano Energetico nazionale (PEN).** Reso operativo con leggi 9 e 10 del 9 gennaio 1991, il documento promuove la produzione di energia elettrica da fonti rinnovabili e l'adozione da parte di tutte le Regioni di Piani d'Azione per l'utilizzo e la promozione delle stesse sul proprio territorio.
- **Delibera Cip 6/92.** A seguito della liberalizzazione dei mercati energetici, lo Stato ha introdotto uno schema di incentivo basato su sussidi per attuare gli investimenti privati nel settore della generazione elettrica ed in particolar modo nella costruzione di impianti ad energia rinnovabile.
- **Decreto Bersani.** Nel quadro generale di liberalizzazione della produzione di energia elettrica, il Decreto Legislativo 16 marzo 1999, n° 79, ha posto particolare attenzione all'integrazione tra obiettivi economici ed ambientali, allo sviluppo delle fonti rinnovabili ed ai vincoli di emissione di gas serra imposti dal Protocollo di Kyoto. Per incentivare la produzione di energia elettrica da fonti rinnovabili, il Decreto Bersani, prevede l'obbligo per gli operatori che importano o producono energia elettrica da fonti non rinnovabili, di immettere nel sistema elettrico nazionale, una percentuale di energia rinnovabile.
- **Decreto del Ministero dell'Industria del Commercio e dell'Agricoltura – 11 novembre 1999.** “ Direttive per l'attuazione delle norme in materia di energia elettrica da fonti rinnovabili” ha dato attuazione all'art.11 del Decreto Bersani introducendo i Certificati Verdi (CV) quale nuovo sistema di incentivazione di mercato della produzione di energia elettrica da fonti rinnovabili.

- **Decreto Legislativo 29 dicembre 2003, n°387 e s.m.i.** “ Attuazione della direttiva 2001/77/CE relativa alla promozione dell’energia elettrica prodotta da fonti energetiche rinnovabili nel mercato interno dell’energia”. Recepisce la Direttiva europea 2001/77/CE, perfeziona il meccanismo di incentivazione basato sull’obbligo della quota minima e sui certificati verdi, chiarisce e rende più snelle le procedure autorizzative svolte dalle regioni, semplifica le procedure di allaccio alla rete.

Si passa ora ad analizzare gli aspetti più interessanti del quadro suesposto.

Dalla panoramica legislativa evidenziata, si comprende come la normativa ambientale e finanziaria sta iniziando ad indirizzare gli investimenti verso impianti a minor impatto ambientale, di taglia più ridotta e maggior potenziale distributivo sul territorio.

Oggi infatti, per ottenere gli incentivi riservati alle fonti di energia rinnovabile (FER) viene fatta differenza a seconda della taglia di impianto e dell’impatto ambientale che ne deriva.

Inoltre i mini impianti, considerati dall’AEEG in grado di garantire energia di “significativo valore sotto il profilo ambientale”<sup>a</sup>, hanno accesso non solo agli incentivi legati ai Certificati Verdi, ma anche alla priorità di dispacciamento di cui godono le FER ed ai prezzi di cessione agevolati definiti dall’AEEG allo scopo di garantirne l’economicità: la remunerazione legata ai piccoli impianti viene calcolata non più sul prezzo nazionale di vendita dell’energia, ma direttamente sul prezzo pagato in bolletta.

Le prime trattazioni normative riferite all’utilizzo dell’acqua in campo energetico risalgono a fine ‘800 – inizi ‘900. In modo esplicito e quasi completamente esaustivo il “Regolamento per le derivazioni ed utilizzazioni di acque pubbliche” R.D. 14 agosto 1920, n° 1285 e il “Testo Unico delle disposizioni di legge sulle acque e sugli impianti elettrici” R.D. 11 dicembre 1933, n° 1775 delineano mezzi e metodi di sfruttamento dei fiumi a scopo idroelettrico. In esse compaiono principi base che hanno tuttora validità. La Convenzione prevista dal Decreto Legge n. 6/92 (CIP 6/92) ha regolato le condizioni e le tariffe per la produzione e cessione di energia da fonti rinnovabili alla rete nazionale da parte di produttori privati, mediante un meccanismo incentivante, meccanismo ora sostituito dai **Certificati Verdi**, forma di incentivazione fiscale di produzione di energia da fonti rinnovabili introdotta dal D.Lgs. n.79 del 16/03/99 (Decreto Bersani). I provvedimenti normativi che sono stati promulgati in materia negli anni seguenti (fino al più recente, D.M. 18 dicembre 2008) non hanno apportato modifiche sostanziali.

I Certificati Verdi sono un meccanismo di incentivazione alle fonti rinnovabili basato su di una logica di mercato. I produttori ed importatori di energia elettrica da fonte convenzionale sono obbligati ad immettere nel mercato una quota di energia elettrica prodotta da fonti rinnovabili, rispetto alla produzione totale, sia autoprodotta, sia acquistata da altri. Ciò provoca una domanda di energia prodotta da FER, che potrà essere soddisfatta dall’offerta di Certificati Verdi attestanti la produzione di energia prodotta da impianti FER, a disposizione del GSE, o da impianti di privati. Ai secondi è data priorità di vendita. I Certificati Verdi sono emessi dal Gestore dei Servizi Elettrici S.p.A. (GSE) e per ottenerli occorre preventivamente qualificare il proprio impianto come I.A.F.R. (Impianto

---

<sup>a</sup> Come indicato nelle delibere di determinazione dei prezzi cessione dell’energia elettrica.



Alimentato da Fonte Rinnovabile) presso lo stesso G.S.E. In Italia la durata dei certificati verdi per gli impianti entrati in esercizio dal 2008 è fissata a 15 anni.

Il prezzo di riferimento individuato dal Gestore dei Servizi Elettrici per i Certificati Verdi per l'anno 2012 è di 74,72 euro/MWh (al netto d'IVA).

In alternativa ai Certificati Verdi, si può richiedere di usufruire della **tariffa fissa onnicomprensiva**, consistente in una tariffa comprensiva sia dell'incentivo che dell'acquisto dell'energia elettrica che è riconosciuta per 15 anni, con valori diversi a seconda della fonte rinnovabile da cui è ottenuta, come sotto riportato<sup>a</sup>:

N.	FONTE	TARIFFA (€cent/kWh)
1	Teolica per impianti di taglia inferiore a 200 kW	30
3	Geotermica	20
4	Moto ondoso e maremotrice	34
5	Idraulica diversa da quella del punto precedente	22
6	Biogas e biomasse, esclusi i biocombustibili liquidi ad eccezione degli oli vegetali puri tracciabili attraverso il sistema integrato di gestione e di controllo previsto dal regolamento (CE) n. 73/2009 del Consiglio, del 19 gennaio 2009	28
8	Gas di discarica, gas residuati dai processi di depurazione e biocombustibili liquidi ad eccezione degli oli vegetali puri tracciabili attraverso il sistema integrato di gestione e di controllo previsto dal regolamento (CE) n. 73/2009 del Consiglio, del 19 gennaio 2009	18

Un'ulteriore alternativa è rappresentata dalla possibilità di effettuare lo **scambio sul posto**. Lo scambio sul posto è un servizio effettuato dal GSE che permette di compensare il valore dell'energia elettrica prodotta e immessa in rete e il valore dell'energia elettrica prelevata dalla rete e consumata in un momento diverso da quello in cui c'è la produzione. Lo scambio sul posto presuppone un unico punto di connessione dell'impianto di prelievo e di produzione. Le attuali regole dell'autorità (Delibera 74/2008) non consentono per lo scambio sul posto la vendita delle eccedenze, ma solo di mandare queste ultime a credito per gli anni successivi. La tariffa fissa onnicomprensiva è incompatibile con lo scambio sul posto, ma è consentito il passaggio dall'una all'altra.

<sup>a</sup> La tabella riportata è aggiornata alla Legge 23/07/2009 n.99 ed è stata tratta dal sito del GSE (www.gse.it)

Si riportano in sintesi le agevolazioni spettanti agli impianti idroelettrici <sup>a</sup>:

- certificati verdi (CV) per 15 anni;
- priorità nel dispacciamento e obbligo di utilizzazione prioritaria;
- ritiro dedicato dell'energia, cioè possibilità di vendere l'energia al GSE per impianti ad acqua fluente e per gli impianti che producono fino a 10 MVA di potenza;
- per impianti fino a 200 kW possibilità di scambio sul posto quando ve ne siano le condizioni;
- per gli impianti fino a 1 MW possibilità di ottenere tariffa fissa onnicomprensiva (TO) dell'ammontare di 22 Eurocent/kW sostitutiva dei certificati verdi e del ritiro dedicato e alternativa allo scambio sul posto. Alla fine del periodo di incentivo (15 anni), la tariffa prevista è pari a 70 Eurocent/kW.

La normativa premia i titolari di piccoli impianti, permettendo loro di scegliere la soluzione più conveniente: si può notare infatti come i micro impianti ad acqua fluente possano usufruire di ogni tipo di agevolazione prevista per gli impianti idroelettrici.

Anche le **procedure autorizzative** sono semplificate per i piccoli impianti.

Secondo quanto disposto dal Decreto Legislativo 28/2011, i singoli interventi, a seconda della taglia e della potenza installata, possono essere sottoposti a Comunicazione, Procedura Abilitativa Semplificata (PAS) o Autorizzazione Unica (AU). In particolare, per i micro impianti idroelettrici è sufficiente la PAS, e in alcuni casi può bastare la semplice Comunicazione al Comune<sup>b</sup>.

La **Comunicazione al Comune** è il titolo autorizzativo previsto dalla normativa vigente per l'installazione di impianti assimilabili ad "*attività edilizia libera*". Fu introdotta dal D.Lgs. 115/2008 per semplificare l'iter autorizzativo di alcune tipologie di piccoli impianti a fonti rinnovabili.

Con il D.Lgs. 28/2011 la Denuncia di Inizio Attività (D.I.A.) è stata sostituita dalla **Procedura Abilitativa Semplificata (P.A.S.)**. E' data alle Regioni la possibilità di ampliare il campo di applicazione di tale strumento autorizzativo semplificato ad impianti di potenza fino a 1 MW. La PAS deve essere presentata dal soggetto interessato, anche in via telematica, al Comune almeno 30 giorni prima dell'effettivo inizio dei lavori.

La denuncia di impianto deve essere accompagnata da una relazione firmata da un progettista abilitato e dagli elaborati progettuali in grado di asseverare la conformità del progetto agli strumenti urbanistici e ai regolamenti edilizi. Alla P.A.S., che ha una validità di 3 anni, bisogna inoltre allegare anche il preventivo per la connessione redatto dal gestore della rete e accettato dal proponente, nonché l'indicazione dell'impresa alla quale si

---

<sup>a</sup> Quanto riportato vale per gli impianti entrati in esercizio successivamente al 31 dicembre 2007 ed è aggiornato al D.M. 18 dicembre 2008

<sup>b</sup> Impianti compatibili con il regime di SSP che non alterano i volumi, le superfici, le destinazioni l'uso, il numero delle unità immobiliari, non implicano incremento dei parametri urbanistici e non riguardano le parti strutturali dell'edificio. Il proprietario deve inoltre avere titolo sui beni interessati dalle opere e dalle strutture connesse.

vogliono affidare i lavori. Il ricorso alla P.A.S. è precluso al proponente che non abbia titolo sulle aree o sui beni interessati dalle opere e dalle infrastrutture connesse (in assenza di tale titolo l'impianto deve seguire l'iter autorizzativo unico).

L'**Autorizzazione Unica (AU)**, rilasciata al termine di un *procedimento unico* svolto nell'ambito della Conferenza dei Servizi<sup>a</sup> alla quale partecipano tutte le amministrazioni interessate, costituisce titolo a costruire e a esercire l'impianto e, ove necessario, diventa variante allo strumento urbanistico. Tale titolo autorizzativo non sostituisce la V.I.A.<sup>b</sup> (Valutazione di Impatto Ambientale) laddove richiesta dalla legislazione vigente. La competenza per il rilascio dell'Autorizzazione Unica è in capo alle Regioni (o alle Provincie se delegate dalla disciplina regionale). Il procedimento per il rilascio dell'autorizzazione unica viene avviato sulla base dell'ordine cronologico di presentazione delle istanze di autorizzazione. I tempi del procedimento sono così stabiliti:

- Entro 15 giorni dalla presentazione della richiesta, l'Amministrazione competente, verificata la completezza formale della documentazione, comunica al richiedente l'avvio del procedimento oppure la non procedibilità dell'istanza per carenza della documentazione prescritta.
- Entro 30 giorni dal ricevimento dell'istanza, l'amministrazione convoca la Conferenza.
- Nel corso del procedimento autorizzativo, possono essere richiesti dall'Amministrazione procedente (anche su imput delle altre amministrazioni interessate) ulteriori documentazioni e/o chiarimenti.
- Questa richiesta avviene in un unico momento entro 90 giorni dall'avvio del procedimento. Se il proponente non fornisce la documentazione integrativa entro i successivi 30 giorni, salvo proroga per un massimo di ulteriori 30 giorni concessa a fronte di comprovate esigenze tecniche, si procede all'esame del progetto sulla base degli elementi disponibili.
- Il termine per la conclusione del procedimento unico non può essere superiore a 90 giorni decorrenti dalla data di ricevimento dell'istanza.

È immediato verificare la snellezza della procedura autorizzativa per la realizzazione di micro impianti, per i quali è prevista la PAS o addirittura la semplice comunicazione al Comune senza dover passare attraverso la AU, meccanismo più complesso e di più lunga attuazione. Si evidenzia inoltre come ai micro impianti (o comunque gli impianti a piccola portata massima di progetto, a seconda delle disposizioni regionali), non sia richiesta la VIA, procedura onerosa che richiede l'intervento di più professionalità (Ingegnere, Biologo, Geologo, Agronomo).

---

<sup>a</sup> La Conferenza dei Servizi è uno strumento previsto dalla normativa vigente, il cui scopo è quello di acquisire autorizzazioni, atti, licenze, permessi ecc., mediante la convocazione di riunioni collegiali di tutti gli enti coinvolti. Nelle Conferenze dei Servizi confluiscono tutti gli apporti amministrativi necessari per la valutazione della costruzione e i nulla osta all'esercizio dell'impianto, delle opere connesse e delle infrastrutture indispensabili.

<sup>b</sup> I parametri che definiscono l'obbligo di Valutazione di Impatto Ambientale sono definiti dalla Regione.

## CAPITOLO TERZO: CASI DI STUDIO

In questo capitolo verranno analizzate le possibilità di sfruttamento idroelettrico offerte dal territorio comunale di Pisogne (BS) e di Zeri (MS). La scelta territoriale operata è stata fatta in modo arbitrario, tenendo conto non solo delle potenzialità dei luoghi suddetti, ma anche di fattori personali (conoscenze dirette, preferenze soggettive, accessibilità dei dati). Si ritiene comunque che il “modus operandi” seguito nello studio di queste due località e illustrato in questo capitolo possa essere preso come guida e riferimento per studi simili.

### 3.1 – Comune di Pisogne: contesto territoriale

Lo studio del territorio del Comune di Pisogne è stato affrontato sia *sulla carta*, in base a documentazione ufficiale (principalmente PIANO DI TUTELA DELLE ACQUE della Regione Lombardia, dati pluviometrici forniti dall'ARPA - Lombardia, ELABORATO TECNICO RELATIVO AL RETICOLO IDRICO MINORE E RELATIVE FASCE DI RISPETTO redatto dal Comune di Pisogne), sia *sul posto*, mediante un sopralluogo e grazie a contatti locali. Il territorio comunale, situato in provincia di Brescia, è prevalentemente montuoso; si estende, come indicato in figura 3.1.1, tra il Lago d'Iseo e le Prealpi Lombarde.

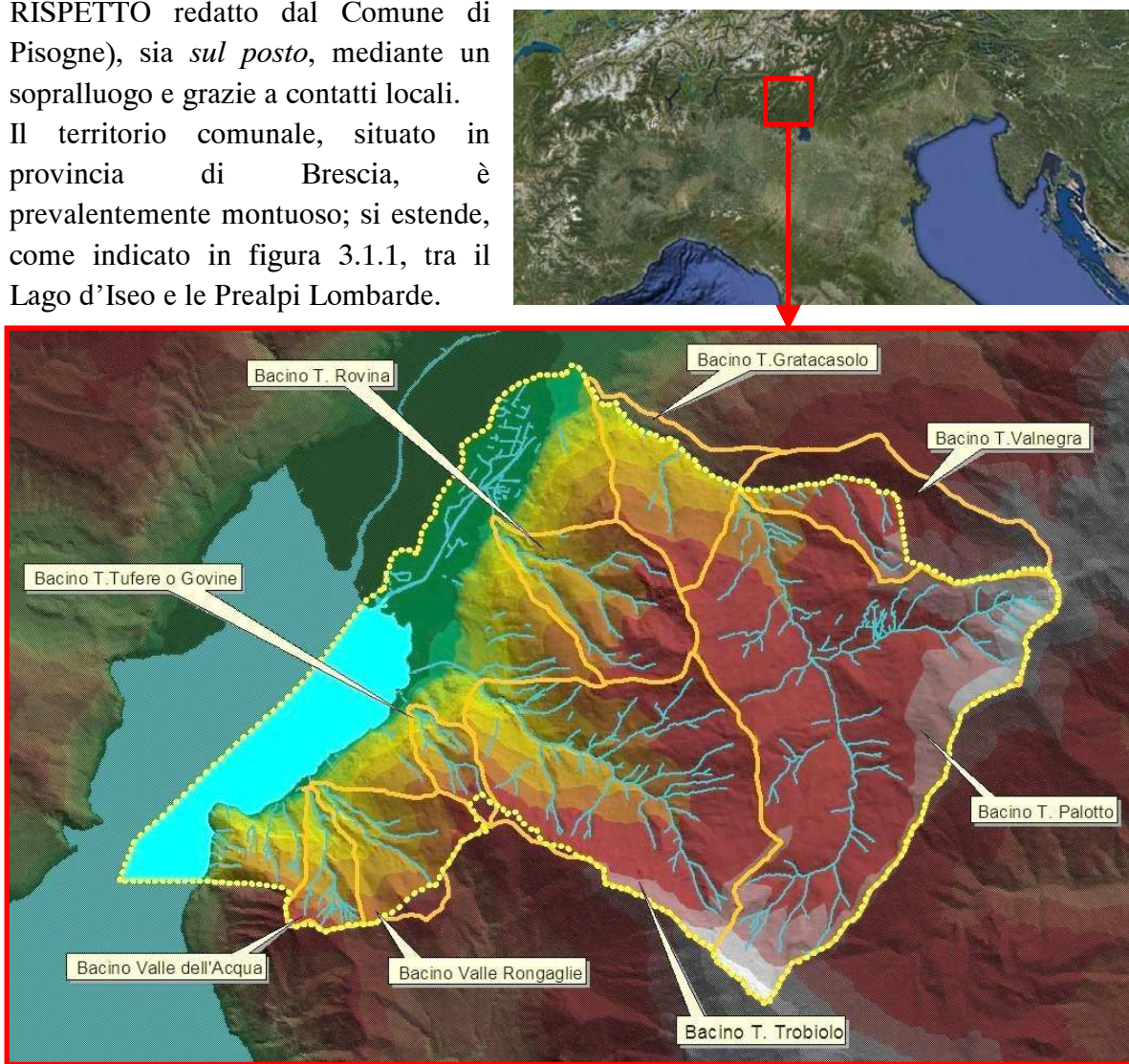
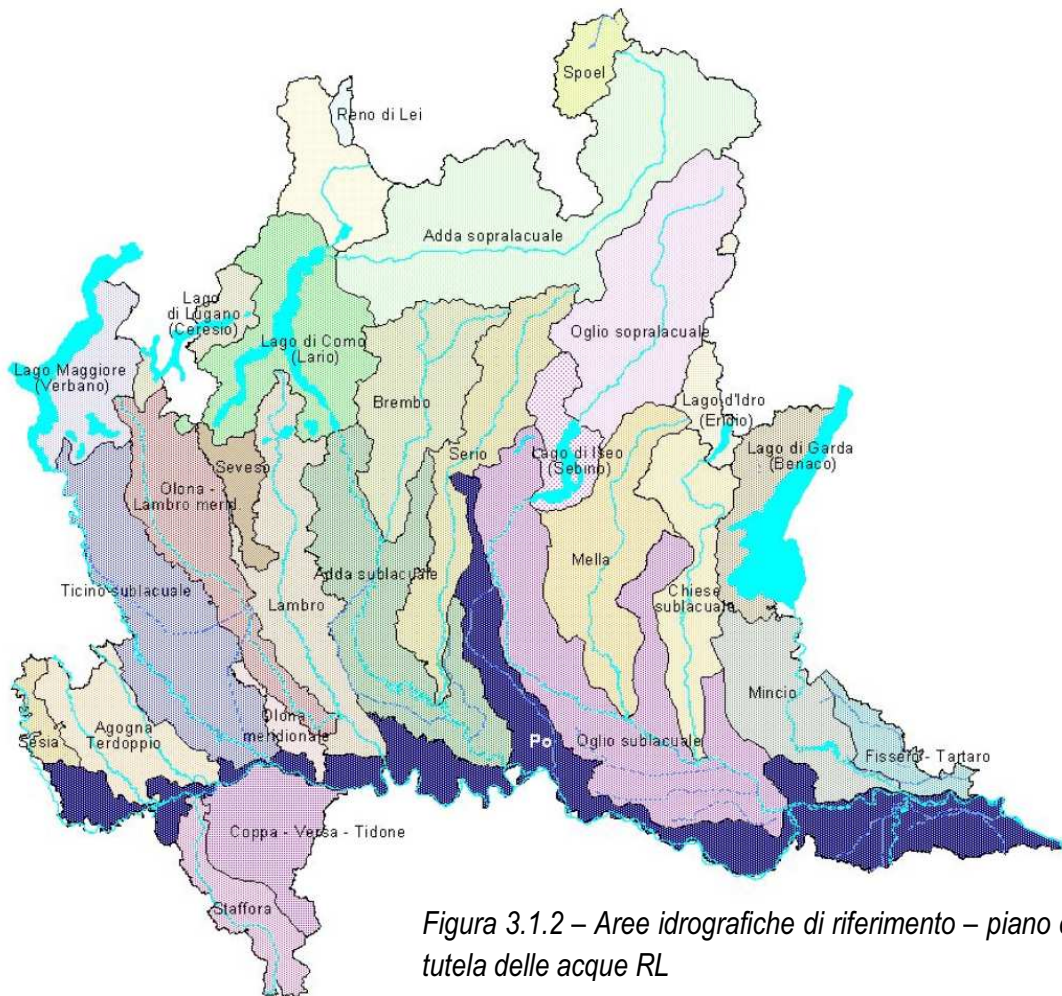


Figura 3.1.1 – Area di studio con indicazione dei bacini ricadenti nel Comune di Pisogne

Il settore turistico, abbastanza sviluppato sulla sponda bergamasca del Lago, sulla sponda bresciana non è ad oggi adeguatamente valorizzato, nonostante la bellezza dei luoghi e la vicinanza della Val Camonica, rinomata mèta turistica. L'economia locale si regge soprattutto su attività di tipo industriale. Il territorio comunale, pur presentando un certo pregio naturalistico, non ricade all'interno di aree protette.

La Regione Lombardia, ai fini della pianificazione territoriale, ha suddiviso il territorio regionale in "aree idrografiche di riferimento", che non corrispondono strettamente a bacini idrografici, ma possono rappresentare loro articolazioni o suddivisioni. Sono aree che presentano le medesime caratteristiche e tipologie di fenomeni e sono quindi sede di misure omogenee.

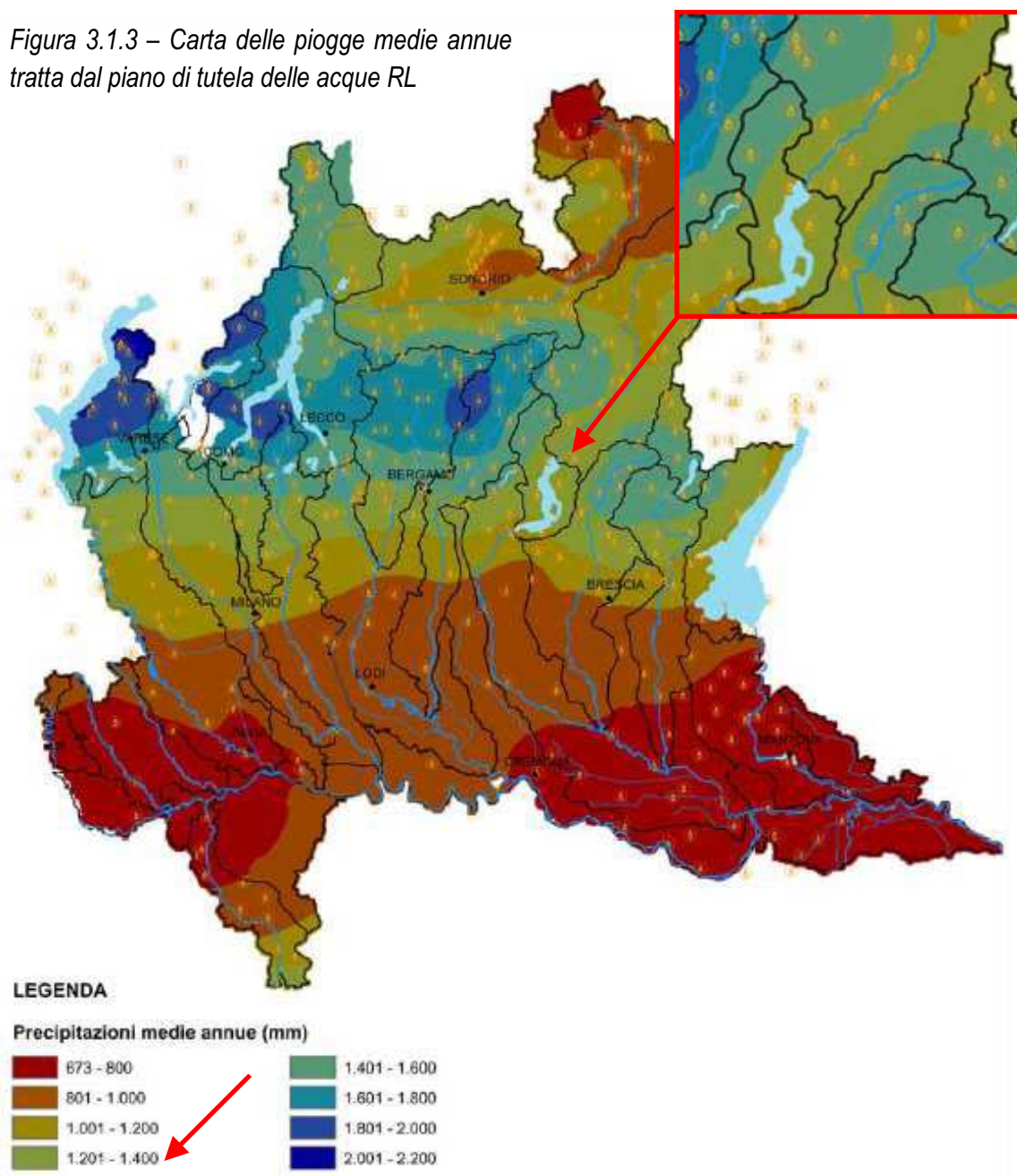
Il territorio comunale, di circa 45 km<sup>2</sup>, ricade all'interno di due aree idrografiche di riferimento: quella del Fiume Oglio sopralacuale e quella del Lago d'Iseo (figura 3.1.2). Si riportano di seguito le informazioni di interesse relative a tali aree con lo scopo di inquadrare il contesto territoriale in cui si inserisce il Comune di Pisogne.



*Figura 3.1.2 – Aree idrografiche di riferimento – piano di tutela delle acque RL*

Le precipitazioni medie annue nel bacino del Fiume Oglio risultano intorno a valori compresi tra i 1000 ed i 1600 mm/anno, con una diminuzione progressiva via via che ci si allontana dal Lago d'Iseo verso il Fiume Po. L'area idrografica del Lago d'Iseo presenta valori simili, variabili tra i 1200 e i 1600 mm/anno. Per il Comune di Pisogne, la precipitazione media annua si attesta attorno ai 1300 mm/anno (figura 3.1.3), come confermato dai dati relativi alla stazione pluviometrica di Pisogne-Fraigne.

Figura 3.1.3 – Carta delle piogge medie annue tratta dal piano di tutela delle acque RL

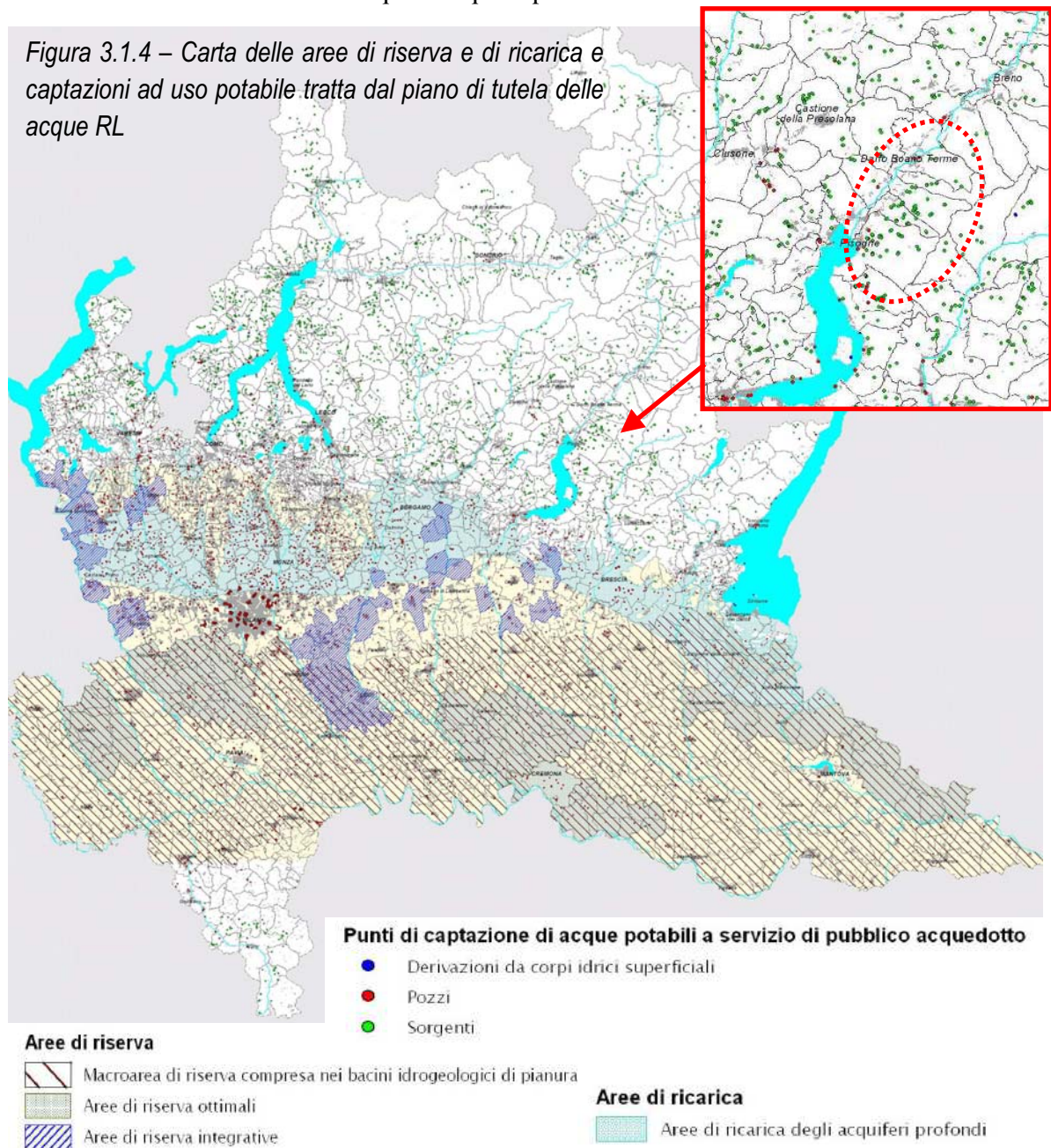


STAZIONE PLUVIOMETRICA DI PISOGNE-FRAINE (842 m slm)	
ANNO	ALTEZZA DI PIOGGIA (mm)
2004	1203
2005	964
2006	1199
2007	1083
2008	1889
2009	1490
<b>MEDIA</b>	<b>1305</b>

(Fonte: ARPA Regione Lombardia)

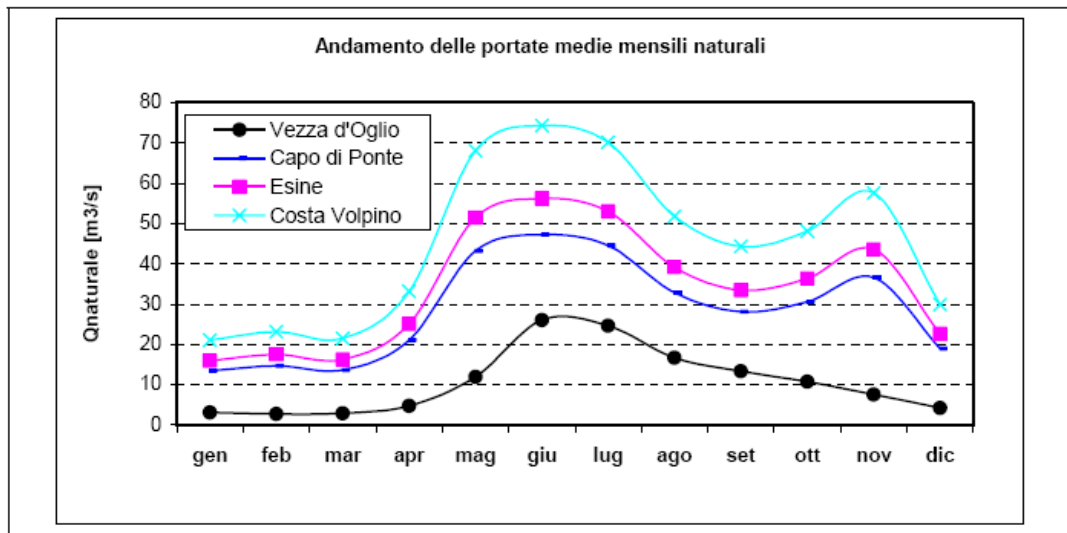
Si evidenzia comunque fin da subito come i dati pluviometrici siano poco significativi nella zona oggetto di studio per l'importanza che assume nella fascia prealpina lombarda il fenomeno del deflusso sotterraneo di tipo carsico: si riscontra difatti una notevole quantità di sorgenti confinate nella zona carbonatica che attraversa trasversalmente la regione, dividendo idealmente la Pianura dalle Alpi. Stando a quanto afferma la gente del luogo, le portate prevedibili mediante calcoli basati sulla pluviometria e sul bacino idrografico superficiale sono molto diverse da quelle reali; ciò peraltro è stato riscontrato anche durante il sopralluogo effettuato.

Si riporta a parziale conferma di quanto detto una carta che mostra la distribuzione delle sorgenti idriche della regione (figura 3.1.4). Si può notare la concentrazione di sorgenti nell'area del Comune di Pisogne. A sganciare ulteriormente il regime delle portate dalla pluviometria contribuiscono anche diversi impianti idroelettrici, che in alcuni casi non scaricano nello stesso corso d'acqua dal quale prelevano.



Le portate naturali hanno un minimo invernale e due massimi, uno tardo primaverile, dovuto prevalentemente alla componente di scioglimento nivale, e uno autunnale, generalmente meno accentuato. La Regione Lombardia per alcuni dei corpi idrici del suo territorio, tra cui il Fiume Oglio, ha elaborato i dati di portata registrati dalle stazioni idrometriche presenti sul territorio ottenendo i seguenti risultati (Fonte: Piano di Tutela delle Acque Regione Lombardia):

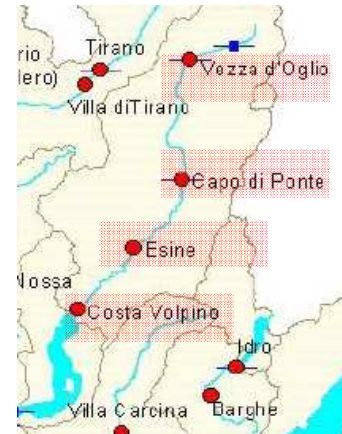
*Bacino dell'Oglio sopralacuale*



Il coefficiente di deflusso stimato per l'area idrografica dell'Oglio sopralacuale è all'incirca pari a 0,8 mentre la portata specifica annua vale circa 1100 mm. Per il Lago d'Iseo tali parametri non sono disponibili.

	SEZIONE	A (km <sup>2</sup> )	P <sub>annua</sub> (mm)	Q <sub>med</sub> (m <sup>3</sup> /sec)	Q <sub>specifica</sub> (mm)	Cd
Oglio sopra lacuale	Veza d'Oglio	287	1284	10.77	1183	0.92
	Capo di Ponte	792	1350	28.82	1148	0.85
	Esine	1004	1366	34.3	1077	0.79
	Costa Volpino	1425	1391	45.36	1004	0.72

(Fonte: Piano di Tutela delle Acque Regione Lombardia)



Si evidenziano per il Fiume Oglio sopralacuale situazioni di criticità, originate dall'alterazione del regime idrico naturale, che si presentano in alcuni periodi dell'anno. Questi casi di criticità si riferiscono solo agli aspetti quantitativi, considerando in particolare i tratti in cui si evidenziano riduzioni rilevanti della portata media mensile rispetto alla portata media naturale. In particolare, si evidenzia una situazione di criticità per l'asta dell'Oglio sopralacuale a valle di Capo di Ponte: ciò deve suggerire particolare cautela nella valutazione della realizzazione di nuove derivazioni nell'area in esame.



### 3.1.1 – Caratteristiche dei torrenti dell'area

La zona è solcata da numerosi corsi d'acqua caratterizzati da forti pendenze dovute alla particolare conformazione del territorio, le Prealpi Lombarde infatti in questa zona sono praticamente a ridosso del Lago d'Iseo. Tale fatto è reso evidente anche dalle numerose opere di sistemazione visibili un po' su tutti i torrenti della zona (Fotografie 3.1.1.1, 3.1.1.2, 3.1.1.3, 3.1.1.4, 3.1.1.5). Dal punto di vista delle potenzialità di sfruttamento idroelettrico questo fatto è positivo, poiché consente di sfruttare salti considerevoli senza necessità di installare lunghe opere di adduzione, inoltre consente di trovare già sul posto briglie di regimazione facilmente adattabili a funzionare come sbarramenti di presa. Questa possibilità è di notevole importanza per diversi motivi:

- consente un discreto abbattimento di spesa;
- velocizza la realizzazione dell'impianto;
- permette di realizzare le presa senza diminuire la sezione dell'alveo e quindi senza aumentare il rischio di esondazione;
- rende non necessaria la realizzazione della scala di risalita per l'ittiofauna.

In ogni caso, al di là del vantaggio tecnico ed economico di trovare sul posto parte delle opere che servono all'impianto, è sempre preferibile realizzare un impianto idroelettrico su un torrente canalizzato, quindi già fortemente antropizzato, in quanto l'impatto ambientale e visivo delle opere, se realizzate con gli opportuni accorgimenti, è praticamente nullo.

Bisogna tuttavia tenere presente che questi torrenti, su cui non a caso si è intervenuto così pesantemente con opere di canalizzazione e regimazione, sono soggetti a piene molto violente, capaci di causare danni alle opere che si trovano lungo l'alveo, pertanto ogni intervento va valutato con la massima cautela.

*Fotografia 3.1.1.3 – Briglia frangicolata sul Torrente Tufere*





*Fotografia 3.1.1.2 – Canalizzazione del torrente Rovina*



*Fotografia 3.1.1.1 – Canalizzazione del torrente Rongaglia*



*Fotografia 3.1.1.4 – Briglie di regimazione sul torrente Tufere*



*Fotografia 3.1.1.5 – Canalizzazione del torrente Trobiolo*

Il reticolo idrico principale, così come definito dal Comune di Pisogne nel sopra citato Elaborato Tecnico, si compone dei seguenti torrenti:

TORRENTE	BACINO (km <sup>2</sup> )	H <sub>min</sub> (m)	H <sub>med</sub> (m)	Cd	SBOCCO
Gratacasolo	21,44	225,00	1225,60	0,5	F. Oglio
Palotto	14,91	620,00	1300,75	0,5	T. Gratacasolo
Val Negra	3,82	620,00	1281,48	0,5	T. Gratacasolo
Trobiolo	10,98	193,00	912,44	0,5	Lago d'Iseo
Tufere o Govine	0,81	210,00	762,94	0,5	Lago d'Iseo

*(Fonte: Elaborato Tecnico relativo al Reticolo Idrico Minore e relative Fasce di Rispetto – Comune di Pisogne)*

Esiste poi un reticolo idrico minore che conta numerosi torrenti; si riportano le caratteristiche di due di questi, interessanti poiché non ricadono nel bacino di nessuno dei torrenti del reticolo principale, sono stati oggetto di un sopralluogo, e sottendono bacini di dimensioni ragguardevoli:

TORRENTE	BACINO (km <sup>2</sup> )	H <sub>min</sub> (m)	H <sub>med</sub> (m)	Cd	SBOCCO
Valle Rongaglie	2,23	205,00	778,04	0,5	Lago d'Iseo
Rovina	3,28	200,00	888,60	0,5	Canale Idroelettrico

*(Fonte: Elaborato Tecnico relativo al Reticolo Idrico Minore e relative Fasce di Rispetto – Comune di Pisogne)*

I coefficienti di deflusso riportati, tratti dall'Elaborato Tecnico redatto dal Comune di Pisogne, sono notevolmente più bassi rispetto a quelli calcolati dalla Regione Lombardia per le aree idrografiche di riferimento dei dintorni, in particolare, rispetto a quelli relativi all'Oglio sopralacuale; tuttavia si ritengono più attendibili le stime fornite dal Comune, poiché determinate in modo specifico per l'area di interesse.

Si ribadisce come le dimensioni dei bacini superficiali relativi ai vari torrenti siano molto diverse da quelle dei rispettivi bacini idrogeologici, poiché l'alimentazione dei bacini è legata a circolazione idrica sotterranea di tipo carsico; ci si limiterà pertanto nel presente studio all'analisi dei torrenti dei quali si dispone di misure dirette, di informazioni specifiche o per i quali sia possibile effettuare un confronto con torrenti di caratteristiche note.

Tali torrenti sono il *T. Tufere*, il *T. Trobiolo*, il *T. Valle Rongaglie*, il *T. Rovina*. L'idrologia dei torrenti è influenzata dall'innevamento, che agisce sul regime delle portate rendendolo più omogeneo.



*Fotografia 3.1.1.7 – Bacino del Tufere, mese di dicembre: innevamento e affioramento acque sotterranee.*

Per quanto riguarda il Trobiolo e il Tufere, si fa presente che la distinzione tra i due bacini idrogeologici non è conosciuta con certezza. Stando a quanto affermato da uno studio effettuato su commissione del Comune di Pisogne, dal versante destro del bacino del Tufere vengono drenate le acque provenienti da un'area molto vasta e non precisamente definibile, comprendente comunque il fianco sinistro della valle del Trobiolo. In aggiunta a questo, all'interno del bacino del Tufere si trova una vasca di raccolta delle acque che, partendo dalla valle del Trobiolo, sono qui trasportate con una canalizzazione ed accumulate per poter alimentare tramite condotta forzata la centrale idroelettrica Elettra GLL (Gruppo Lucchini) di Govine. Queste acque in periodi di forti apporti vengono parzialmente scaricate nella valle del Tufere, dato che questa funge da collettore per le acque di troppo

pieno, aumentando così la propria portata. Peraltro la suddetta centrale non scarica nel Trobiolo, bensì in un canale artificiale (detto "Canale Idroelettrico") che si immette direttamente nel Lago, sottraendo al bilancio idrico del Torrente Trobiolo una notevole quantità di acqua.

Quanto detto si traduce, ai fini dell'afflusso idrico ai due torrenti, in una *diminuzione* dell'area scolante del Trobiolo e in un *aumento* dell'area scolante del Tufere rispetto ai valori riportati in tabella. Dal sopralluogo effettuato, si può ragionevolmente affermare che:

1. *la portata del Trobiolo nei pressi della sezione terminale è mediamente doppia rispetto a quella del Tufere.*

Durante tale sopralluogo lo scarico di troppo pieno della centrale Elettra GLL, ben visibile dal fondovalle, non era in funzione.

Per il torrente Tufere a partire dal mese di Luglio del 2010 sono state effettuate misure nei pressi della sezione terminale mediante idrometro, come verrà descritto nel dettaglio in

seguito (paragrafo successivo). Tali misure rivelano un regime di portate piuttosto uniforme:

2. *la portata del Tufere nei pressi della sezione terminale assume valori che variano all'incirca tra i 120 e i 30 L/sec, per un valore medio di circa 75 L/sec.*

Questa omogeneità è perfettamente in linea con il quadro sin qui delineato (preponderanza del deflusso sotterraneo rispetto a quello superficiale, buon innervamento del bacino).

Per quanto riguarda i torrenti Rovina e Valle Rongaglie, non sono disponibili informazioni di sorta sulle reali dimensioni dei rispettivi bacini idrogeologici. Per quanto detto, non sembra ragionevole supporre che tali dimensioni coincidano con quelle dei rispettivi bacini superficiali, tuttavia è possibile effettuare un confronto con il Torrente Tufere e Trobiolo. Durante il sopralluogo effettuato, si è osservato che:

3. *la portata del Torrente Rovina nei pressi della sezione terminale ha un valore all'incirca medio tra quelli relativi al Tufere e al Trobiolo*
4. *la portata del Torrente Valle Rongaglie nei pressi della sezione terminale è circa  $\frac{3}{4}$  rispetto a quella del Tufere*

Riassumendo:

	Q alla sezione terminale		
	min	med	max
Tufere	30 L/sec	75 L/sec	120 L/sec
Trobiolo	60 L/sec	150 L/sec	240 L/sec
Rovina	45 L/sec	112 L/sec	180 L/sec
Valle Rongaglie	24 L/sec	56 L/sec	90 L/sec

### 3.1.1.1 – Curve di durata

Per il torrente Tufere non esistono stazioni di misura di portata, pertanto a partire dall'estate 2010 fino alla fine dello stesso anno sono state effettuate misure di portata in corrispondenza della sezione di presa.

Le misure di portata sono state fatte misurando il livello idrico in vari punti della sezione. Siccome in tale sezione è presente una soglia di fondo, è particolarmente agevole passare da misure di livello a misure di portata, poiché la soglia induce la formazione dello stato critico, per il quale vale la seguente relazione, dimensionalmente omogenea:

$$Q = \sqrt{\frac{gA_c^3}{B_c}}$$

- Q = portata;  
g = accelerazione di gravità;  
A<sub>c</sub> = area critica;  
B<sub>c</sub> = larghezza del pelo libero in corrispondenza dello stato critico.

In effetti lo stato critico si verifica leggermente a monte della soglia. Sperimentalmente, tra l'altezza della lama d'acqua sulla soglia  $H_c$  e l'altezza critica  $k$  esiste la seguente relazione:

$$H_c = 0,7 \cdot k$$

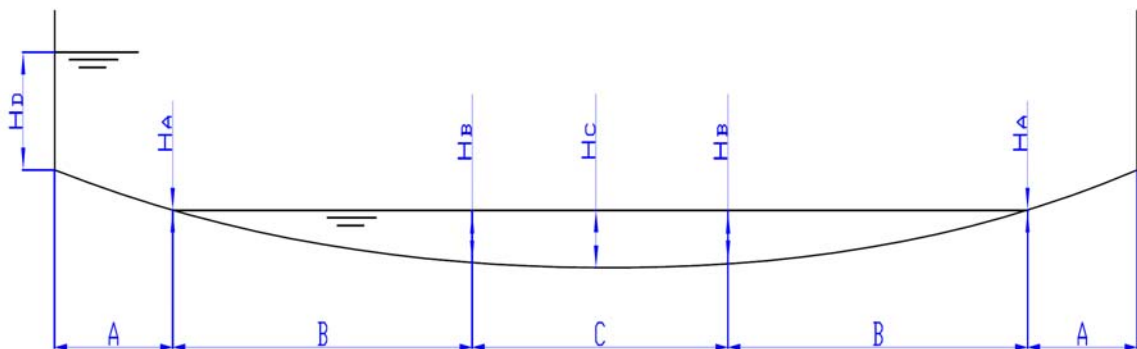
pertanto dal valore di  $H_c$  si può passare senza difficoltà a determinare le caratteristiche della sezione critica, e quindi il valore della portata.

Si riportano di seguito i dati dei rilevamenti effettuati e lo schema di riferimento (figura 3.1.1.1).

*Misure di portata sul Tufere – sezione a quota 187 m slm*

DATA	MISURE (mm)							SEZIONE CRITICA (m, m <sup>2</sup> )			Q (m <sup>3</sup> /sec)
	A	H <sub>A</sub>	B	H <sub>B</sub>	C	H <sub>C</sub>	H <sub>D</sub>	k	A	B <sub>C</sub>	
23-lug-10	900	0	500	30	1100	40		0.057	0.094	2.67	0.056
29-lug-10	700	0	700	40	1100	50		0.071	0.139	3.25	0.090
06-ago-10	650	0	750	35	1100	50		0.071	0.139	3.52	0.086
03-set-10	750	0	550	30	1100	40		0.057	0.098	2.83	0.057
17-set-10	750	0	550	25	1100	30		0.043	0.076	2.77	0.039
20-set-10							120	0.306	1.042	3.90	1.687
24-set-10	700	0	600	30	1100	35		0.050	0.093	2.90	0.052
01-ott-10	700	0	600	35	1100	45		0.064	0.120	3.12	0.074
08-ott-10	650	0	750	35	1100	50		0.071	0.139	3.52	0.087
15-ott-10	750	0	550	30	1100	40		0.057	0.098	2.83	0.057
26-ott-10							150	0.349	1.208	3.90	2.107
29-ott-10	700	0	600	30	1100	35		0.050	0.093	2.90	0.052
05-nov-10							50	0.206	0.651	3.90	0.833
12-nov-10	600	0	700	40	1100	50		0.071	0.138	3.24	0.089
23-nov-10							120	0.306	1.042	3.90	1.687
29-nov-10	700	0	600	35	1100	45		0.064	0.120	3.12	0.074
09-dic-10							50	0.206	0.651	3.90	0.833
17-dic-10	750	0	550	25	1100	30		0.043	0.076	2.77	0.039

Figura 3.1.1.1 – Schema di riferimento

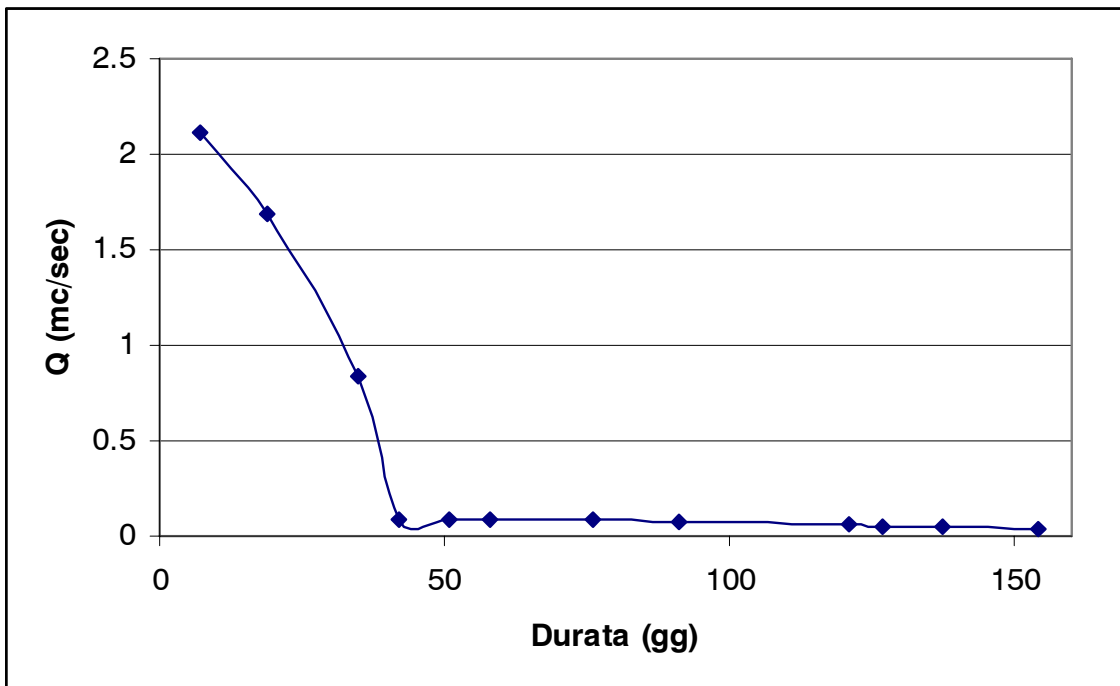


Fotografia 3.1.1.1.1 – Sezione di misura

**IDROMETRO**

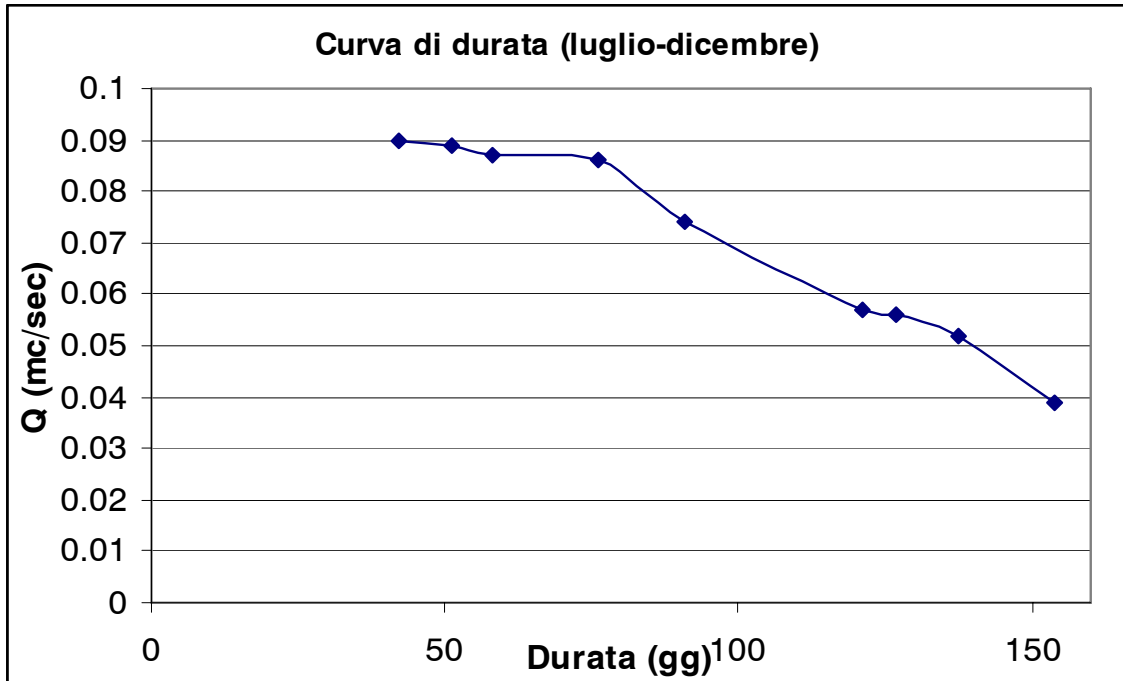


La curva di durata relativa al periodo monitorato è la seguente:



Ogni periodo di tempo intercorrente tra una misura e la successiva è stato diviso in due parti uguali, a ciascuna delle quali è stata attribuita la misura di portata più prossima. Ciò

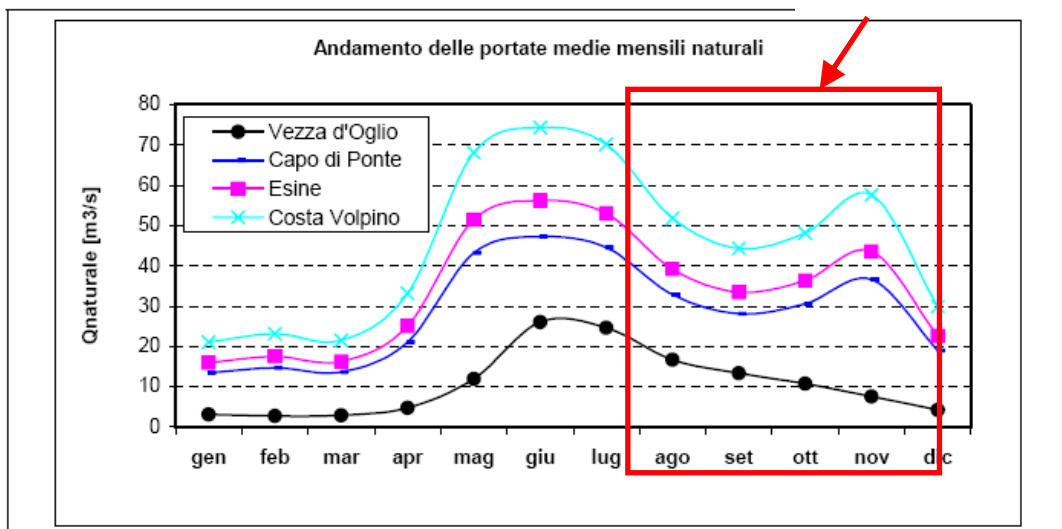
conduce inevitabilmente a delle approssimazioni, in particolare appare sovrastimata la durata delle portate più elevate, dovute probabilmente a fenomeni acuti, quali ad esempio il funzionamento dello scarico di troppo pieno dell'impianto idroelettrico GLL. Si prende pertanto in considerazione la seguente curva di durata, più verosimile, anche alla luce dei sopralluoghi effettuati, nella quale sono stati rimossi i valori più elevati:



Per passare alla curva di durata relativa all'intero anno, si fa riferimento all'andamento delle portate medie mensili naturali per l'area in esame, già mostrato al 3.1, per comodità riportato di seguito:

*Bacino dell'Oglio sopralacuale*

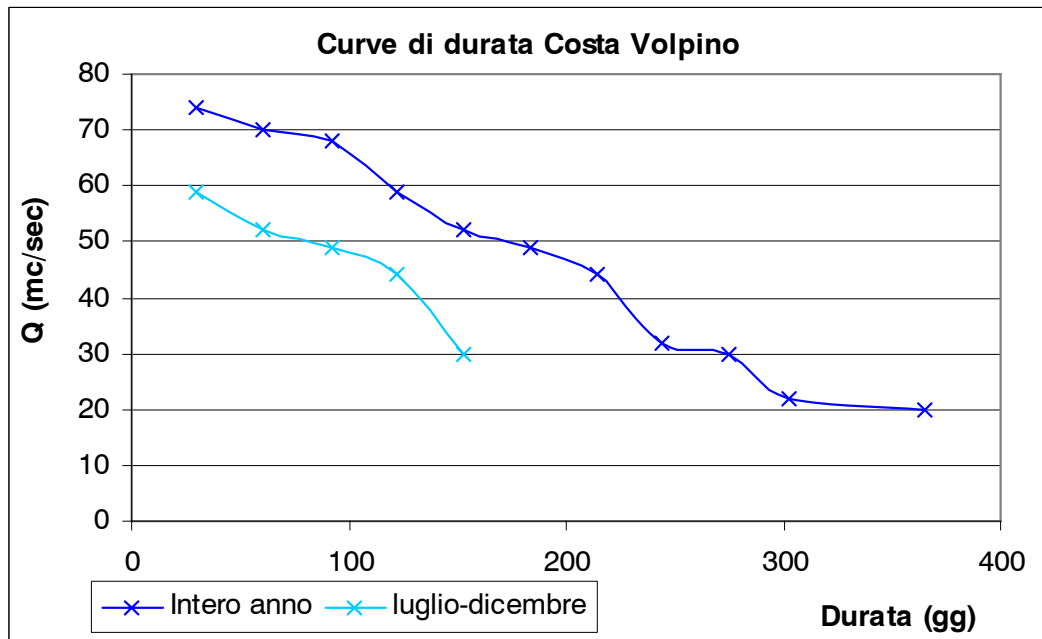
**PERIODO  
MONITORATO**



Escludendo i dati relativi a Veza d'Oglio, la più lontana delle quattro stazioni al bacino del Tufere, i dati relativi alle tre stazioni conducono a risultati analoghi per quanto riguarda l'andamento delle portate naturali, pertanto si farà riferimento ai dati della stazione di



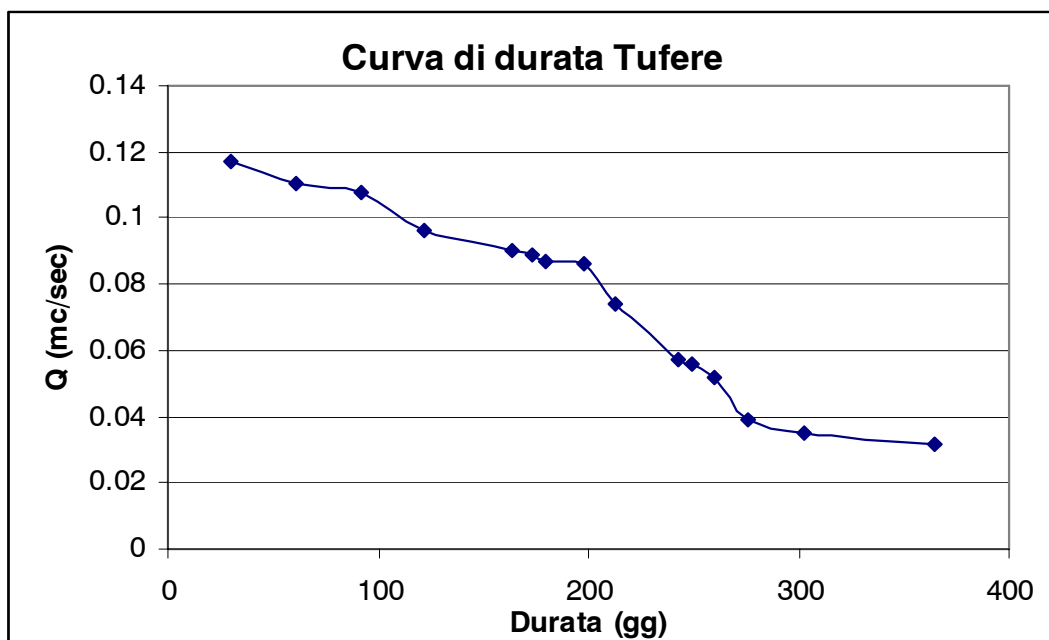
Costa Volpino, la più vicina delle tre all'area di interesse. Per tale stazione la curva di durata è la seguente:



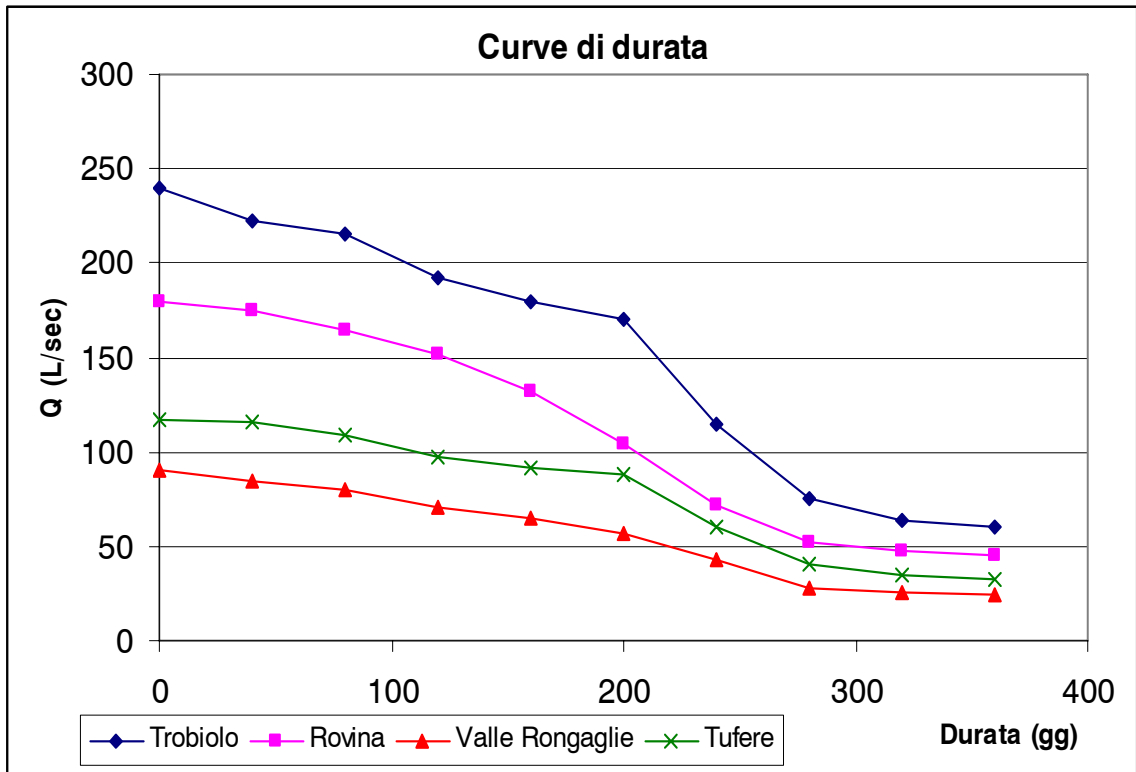
Si possono stabilire alcune relazioni tra la curva di durata relativa al periodo luglio-dicembre e quella relativa all'intero anno:

- la curva relativa al periodo luglio-dicembre si sovrappone alla curva di durata relativa all'intero anno con una traslazione di 122 giorni (come ben visibile dal grafico sopra)
- la portata massima relativa all'intero anno è pari a 1,3 volte quella relativa al periodo luglio-dicembre;
- la portata minima relativa all'intero anno è pari a 0,7 volte quella relativa al periodo luglio-dicembre

Ammettendo che tali relazioni siano valide anche per la durata delle portate per la sezione terminale del Tufere, otteniamo la seguente curva per l'intero anno:



Sulla base di questa curva e delle relazioni stabilite tra le portate dei vari torrenti, è possibile tracciare la curva di durata relativa alle sezioni terminali di Trobiolo, Rovina e Valle Rongaglie.



DURATA (giorni)	Q (L/sec)			
	Trobiolo	Rovina	Tufere	Valle Rongaglie
360	60	45	32	24
320	64	47	35	25
280	75	52	41	28
240	115	72	60	43
200	170	104	88	57
160	180	132	92	65
120	192	152	97	71
80	216	165	109	80
40	222	175	116	84
0	240	180	117	90

### 3.1.1.2 – Deflusso Minimo Vitale

Per il calcolo del DMV si fa riferimento a quanto indicato al Capo II, Titolo III delle Norme Tecniche di Attuazione del Piano di Tutela delle Acque della Regione Lombardia:

$$\text{DMV (L/sec)} = k \cdot q_{\text{MEDA}} \cdot S \cdot M \cdot Z \cdot A \cdot T$$

S (km <sup>2</sup> )	Superficie del bacino imbrifero complessivo sotteso dall'opera di presa, comprese le aree eventualmente già interessate da derivazioni esistenti a monte della captazione prevista;
k	Parametro sperimentale determinato per singole aree idrografiche, che esprime la percentuale della portata media che deve essere considerata;
q <sub>MEDA</sub> (L/sec/km <sup>2</sup> )	Portata specifica media annua per unità di superficie del bacino (Q <sub>MEDIA</sub> /S);
M	Parametro morfologico, che esprime l'attitudine dell'alveo (pendenza, morfologia, permeabilità, pools, ecc.) a mantenere le portate di deflusso;
Z	Parametro che tiene conto delle esigenze naturalistiche (N), di fruizione turistico - sociale (F) e della presenza di carichi inquinanti (Q). Z è pari al maggiore di questi 3 parametri calcolati distintamente;
A	Parametro che tiene conto dell'interazione tra acque superficiali e sotterranee, e che esprime le esigenze di maggiore o minore rilascio dovuto al contributo delle acque sotterranee alla formazione dei deflussi in alveo;
T	Parametro che tiene conto della modulazione nell'arco dell'anno dei rilasci dalle opere di presa, in funzione degli obiettivi di tutela definiti per i tratti di corso d'acqua sottesi dalla derivazione (tutela dell'ittiofauna, fruizione turistica - ricreativa, o per altre esigenze di carattere ambientale).

Il prodotto  $k \cdot q_{\text{MEDA}} \cdot S$  è detto componente idrologica, il cui valore è assunto su tutti i corsi d'acqua pari al 10% della portata naturale media annua (Q<sub>MEDIA</sub>) nella sezione di derivazione. Il valore dei coefficienti moltiplicativi per i corsi d'acqua della regione è attualmente in fase di definizione da parte dell'Autorità competente. Ad oggi, i dati disponibili sono quelli relativi soltanto ad alcuni dei corpi idrici classificati dall'AdB come "significativi". Il prodotto di tutti i coefficienti da assumere come minimo è detto FDLIM. Si riporta di seguito una mappa in cui viene mostrato il valore di tale parametro per alcuni corsi d'acqua della Lombardia (figura 3.1.1.2.1).

Come si può vedere, per i corsi d'acqua di interesse questo parametro non è noto. Ci si attende un valore medio-basso poiché:

- N è maggiore di 1 solo per corsi d'acqua ricadenti all'interno di aree protette;
- Q è maggiore di 1 solo per i corsi d'acqua "significativi", cui non appartengono i torrenti in esame;
- F ed A sono maggiori di 1 solo per specifici tratti di corsi d'acqua indicati dalla Regione, tra i quali non sono presenti i torrenti in esame.

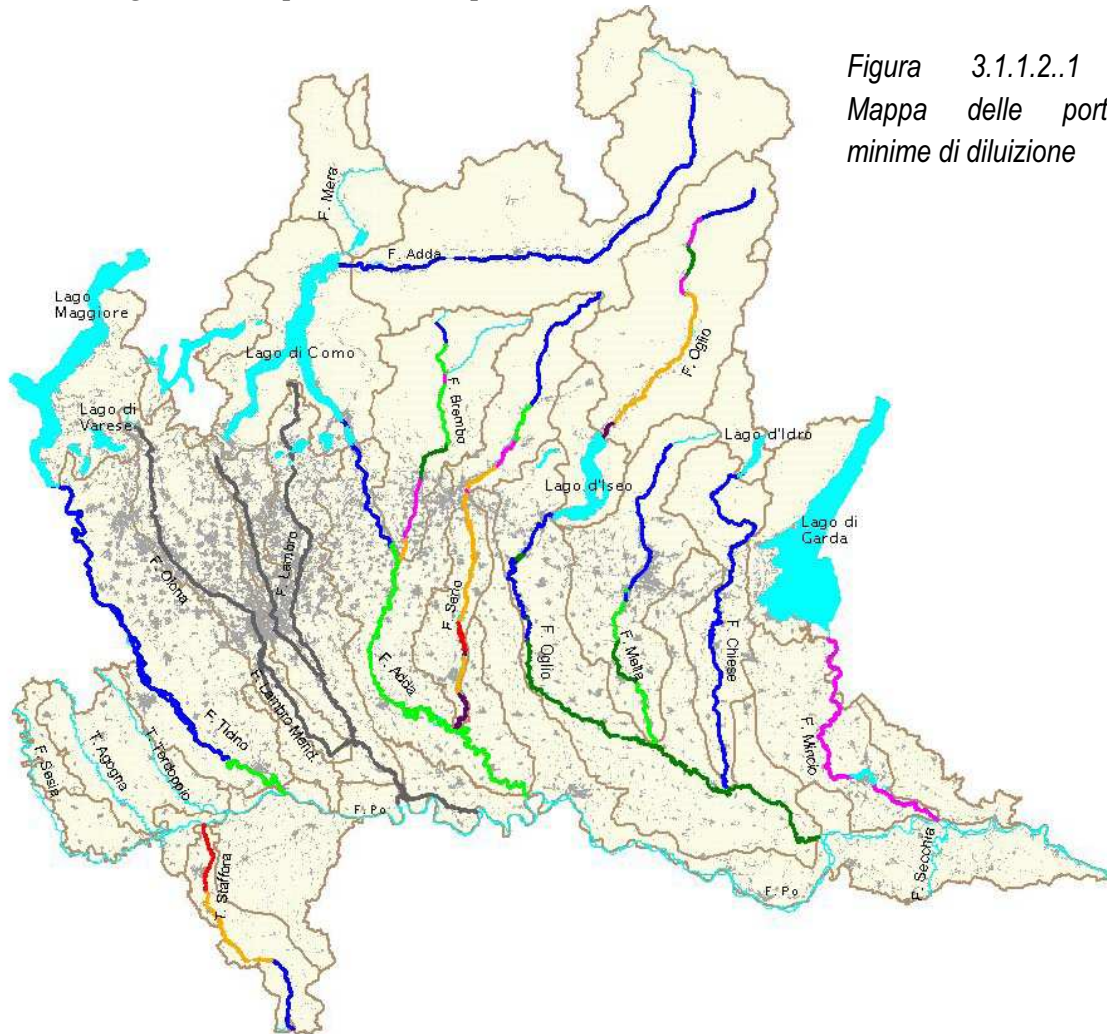


Figura 3.1.1.2.1 –  
Mappa delle portate minime di diluizione

LEGENDA

Corpi idrici significativi ai sensi del D.Lgs. 11 maggio 1999, n. 152 e succ. modif. e integr.

Fattori di diluizione necessari al mantenimento degli obiettivi di qualità (LIM) al 2016

	1		2 - 2.5
	1 - 1.5		2.5 - 4
	1.5 - 1.8		4 - 7
	1.8 - 2		Non simulato

Altri corsi d'acqua naturali non modellati

Laghi naturali

Altre informazioni rappresentate

Aree idrografiche di riferimento

Urbanizzato

Si assume pertanto, salvo ulteriori verifiche, per tutti i torrenti in esame:

$$DMV (L/sec) = 0,1 \cdot Q_{MEDIA} \cdot 1,5$$

### 3.1.2 – Siti potenzialmente interessanti

Si ravvisa la possibilità, per i quattro torrenti oggetto di studio, di realizzare vantaggiosamente micro impianti idroelettrici. I parametri di progetto per ogni sito saranno fissati sulla base di analisi tecniche ed economiche semplificate, in particolare vengono fatte le seguenti ipotesi:

- il costo C di realizzazione dell'impianto dipende unicamente dalla potenza installata P e dal tipo di macchina idraulica impiegata secondo le seguenti relazioni, salvo dove diversamente specificato<sup>a</sup>:

	P < 8,2 kW	P < 11,4 kW	11,4 kW < P < 100 kW
Turbina / coclea	C ( ) = 8000 + 1300 x P (kW)		C ( ) = 2000 x P (kW)
Pompa reversibile (PAT)	C ( ) = 8000 + 130 x P (kW)	C ( ) = 1100 x P (kW)	

- il prezzo di vendita dell'energia sarà pari per 15 anni a 0,22 /kWh;
- i costi di manutenzione sono pari a 700 euro l'anno;
- il salto netto per ogni impianto è pari al 90% del salto lordo;
- il rendimento di una turbina / coclea è pari all'80% per portate pari fino a 1/10 della portata di dimensionamento, è nullo per portate inferiori;
- il rendimento di una pompa reversibile è pari al 69% per portate pari fino a 1/2 della portata di dimensionamento, è nullo per portate inferiori;
- il DMV per l'area considerata è pari alla portata media moltiplicata per 0,15 (vedi 3.1.1.2);
- le soluzioni progettuali migliori sono quelle per le quali, detto G il guadagno al 15° anno (kWh di energia prodotti in 15 anni · 0,22 – C – costi di manutenzione):
  - è massimo il rapporto G/C
  - e/o
  - è praticamente raggiunto il valore massimo ottenibile di G (o comunque un aumento di potenza, anche se possibile, a fronte di un aumento considerevole di C, non porta ad un aumento rilevante di G);
- la scelta tra turbina e PAT viene fatta sulla base di un confronto economico, secondo i criteri sopra stabiliti, mentre la scelta del modello di turbina da impiegare è fatta sulla base del campo ottimale di funzionamento:

	Banki-Michell	micro Pelton	micro Turgo	Ruota / Coclea
Salto	5 – 200 m	50 – 1500 m	15 – 300 m	1 – 8 m
Portata	20 – 2000 L/sec	1 – 1000 L/sec	1 – 2000 L/sec	250 – 10000 L/sec

Non sono state prese in considerazione la mini Francis e la mini Kaplan, che vengono prodotte per potenze non inferiori a 100 kW.

<sup>a</sup> Queste formule hanno valore puramente indicativo. Sono state ricavate a partire dall'analisi dei costi di alcuni progetti pubblicati, dai prezzi di listino di alcune macchine idrauliche, dal parere di alcuni tecnici operanti nel settore.

### Sfruttamento del Torrente Trobiolo nei pressi della località Minico Staffoni

Il torrente Trobiolo può essere distinto in due successivi tratti: il primo a pendenza elevata (mediamente pari al 20%), con numerose opere di regimazione, ed il secondo, quello terminale, a pendenza più modesta (mediamente pari all'11%). Il tratto a pendenza modesta è lungo solamente 1 km circa, pertanto risulta conveniente portare l'impianto a monte di tale tratto, in modo da poter sfruttare salti elevati e briglie preesistenti. In particolare, nei pressi della località denominata Minico Staffoni, la pendenza del terreno aumenta in modo brusco, e il Torrente Trobiolo è caratterizzato dalla presenza di briglie di regimazione. Da quanto si può dedurre dalla CTR, di cui è riportato uno stralcio in figura 3.1.2.1, utilizzando una di tali briglie come sbarramento di presa e scaricando subito a valle di essa, sarebbe possibile sfruttare fino a 5 m di salto. Il sito si trova ad una quota di 270 m slm, è facilmente accessibile ed è vicino alla rete elettrica nazionale, grazie alla vicinanza di un centro abitato.

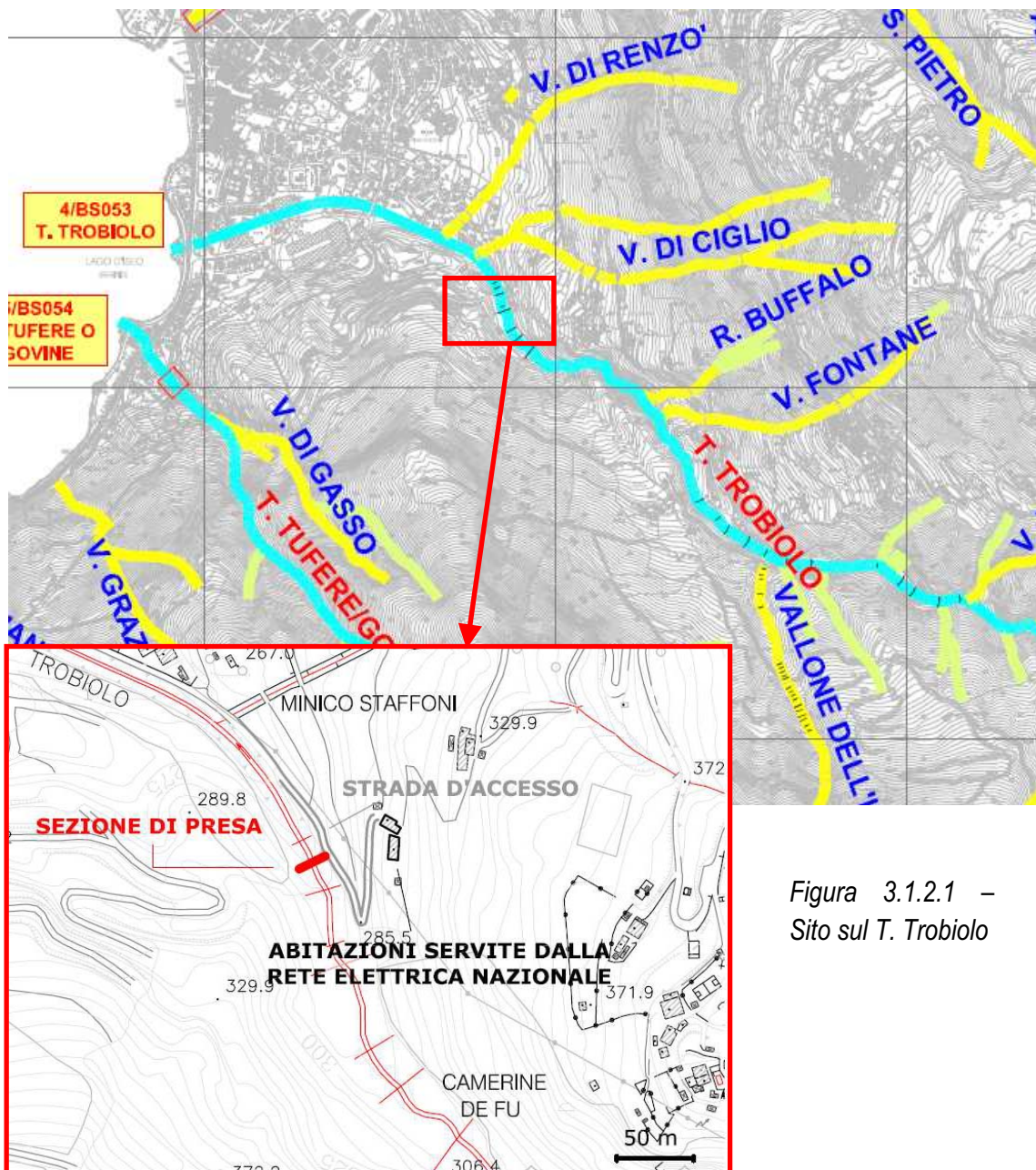
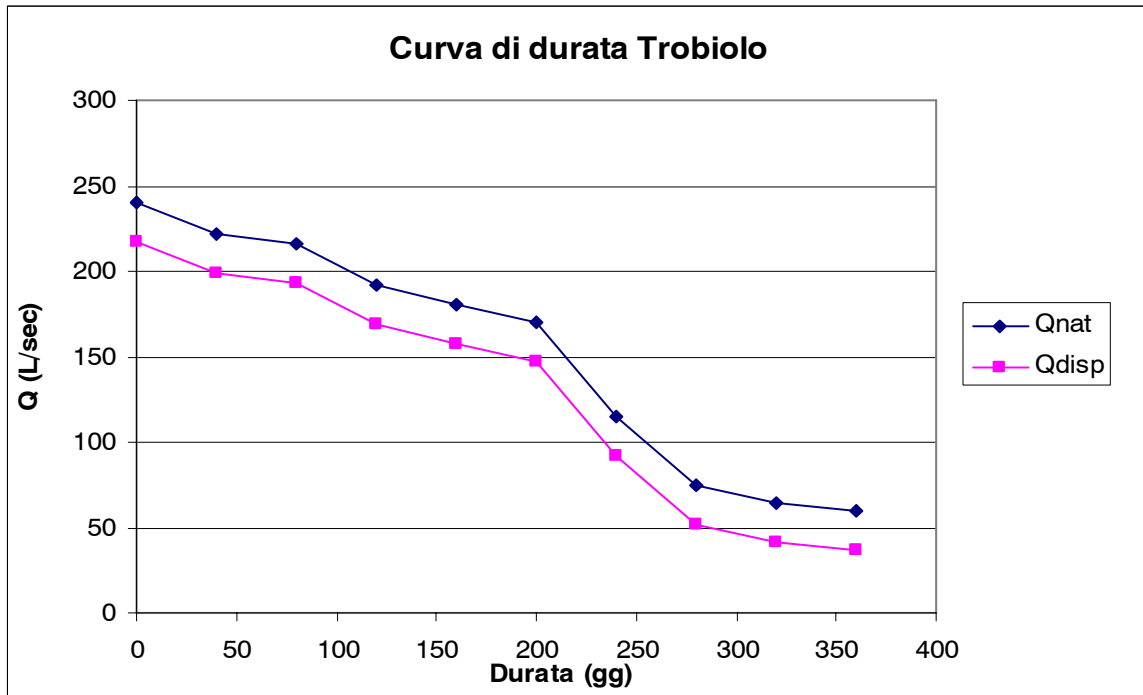


Figura 3.1.2.1 -  
Sito sul T. Trobiolo

Per valutare la portata di dimensionamento, si fa riferimento alla curva di durata determinata al paragrafo precedente, riportata per comodità:



Durata (gg)	Q <sub>nat</sub> (L/sec)	Q <sub>disp</sub> (L/sec)
360	60	37
320	64	41
280	75	23
240	115	92
200	170	147
160	180	157
120	192	169
80	216	193
40	222	199
0	240	217

La portata effettivamente disponibile per la derivazione è quella depurata dal DMV, pari in questo caso a 23 L/sec:

$$Q_{\text{MEDIA}} = 150 \text{ L/sec}$$

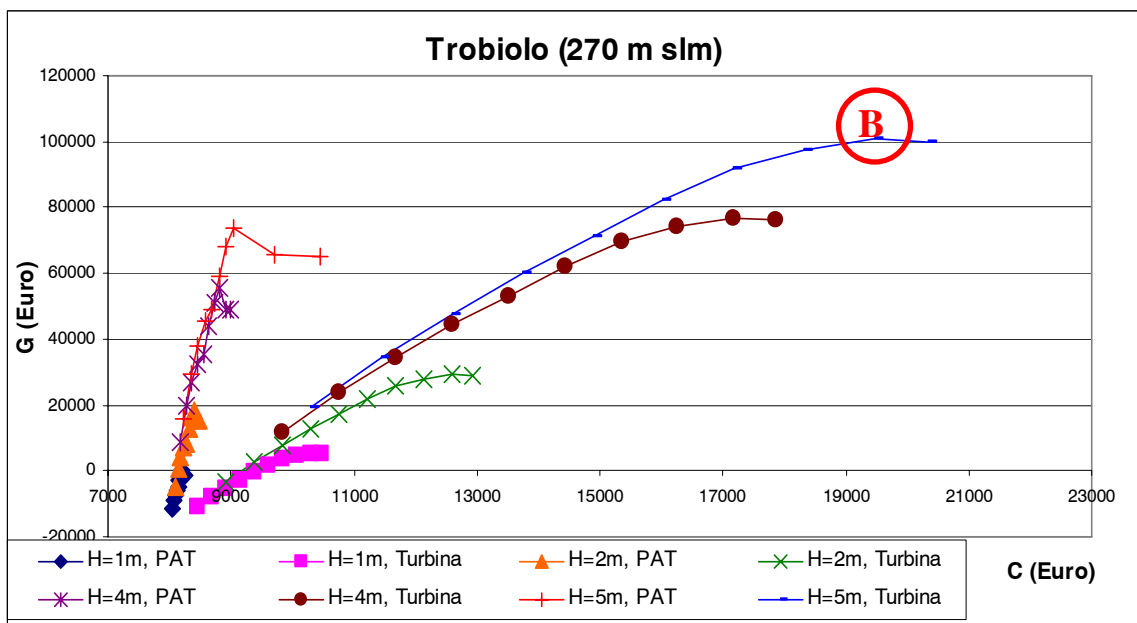
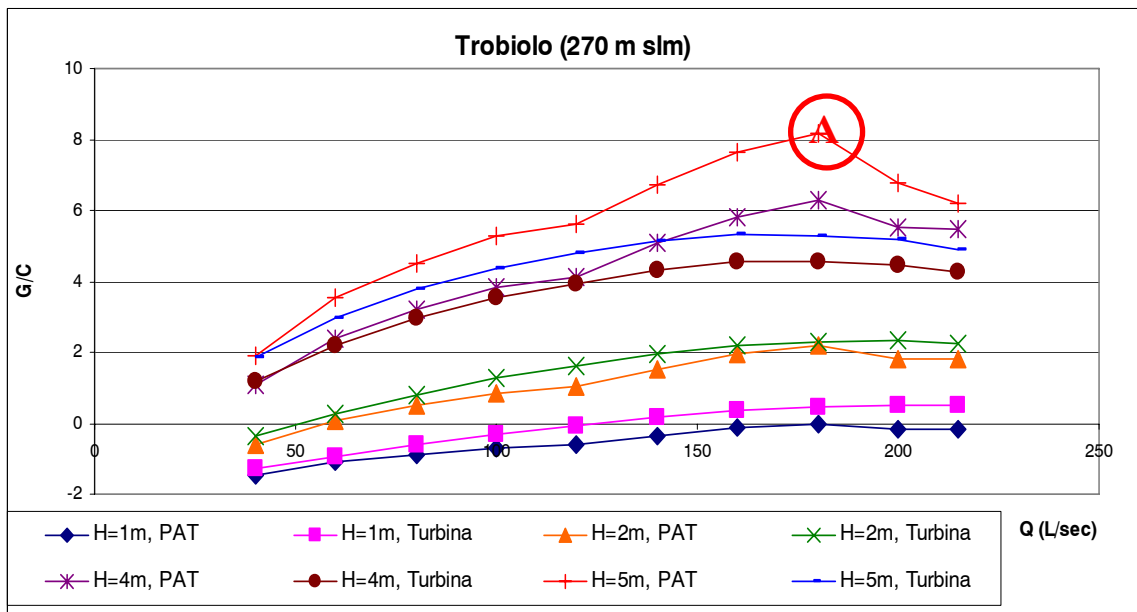
$$\text{DMV} = 0,1 \cdot Q_{\text{MEDIA}} \cdot 1,5 = 23 \text{ L/sec}$$

La possibilità di sfruttare il torrente Trobiolo per una derivazione idroelettrica resta comunque da verificare, poiché il torrente è già sfruttato dalla centrale idroelettrica Elettra GLL: un ulteriore impianto, anche se puntuale, potrebbe non essere compatibile con il rilascio nell'alveo del DMV. Non è improbabile che la portata osservata durante il sopralluogo fosse già di per sé il DMV rilasciato dalla centrale.

Le soluzioni progettuali ottimali possono essere individuate confrontando varie soluzioni. Sono riportate sotto le varie ipotesi di progetto analizzate, diverse l'una dall'altra per salto, portata e macchina idraulica. Le colonne azzurre sono relative all'uso di PAT (*pump as turbine*), mentre quelle nere sono relative all'uso di micro turbine o coclee. I principali parametri che consentono di valutare la remuneratività relativa ad ogni soluzione sono riassunti nella tabella, che riporta evidenziate le soluzioni che si sono rivelate migliori. Le due soluzioni individuate, come si può vedere dai grafici riportati nelle prossime pagine, sono quella che massimizza il rapporto G/C (riportata in rosso nella tabella sotto) e quella per la quale è raggiunto il valore massimo ottenibile per G (evidenziata in giallo nella tabella sotto).

		Q <sub>max</sub> (L/sec)									
		40		60		80		100		120	
H = 1 m	P (kW)	0.3531	0.3531	0.529	0.5297	0.7063	0.7063	0.8829	0.8829	1.0594	1.0594
	E <sub>annua</sub> (kWh)	2093.0	2430.6	2927	3399.3	3459	4280.9	3899.8	5107.7	4122.0	5853.5
	C ( )	8045.9	8459.1	8068	8688.6	8091.8	8918.2	8114.7	9147.8	8137.7	9377.3
	G ( )	-11639	-10938	-8909	-7970.7	-7177	-5291	-5745.4	-2792	-5034.9	-560.68
H = 2 m	P (kW)	0.7063	0.7063	1.059	1.0594	1.4126	1.4126	1.7658	1.7658	2.1189	2.1189
	E <sub>annua</sub> (kWh)	4186.1	4861.2	5854	6798.7	6917.9	8561.7	7799.6	10215	8244.1	11707
	C ( )	8091.8	8918.2	8137	9377.3	8183.6	9836.4	8229.5	10296	8275.4	10754
	G ( )	-4777.7	-3376	682.0	2558.5	4145.6	7917.3	7009.1	12915	8430.2	17378
H = 4 m	P (kW)	1.4126	1.41	2.119	2.1189	2.8253	2.8253	3.5316	3.5316	4.2379	4.2379
	E <sub>annua</sub> (kWh)	8372.2	9723	11709	13597	13836	17123	15599	20431	16488	23414
	C ( )	8183.6	9836	8275	10754	8367.3	11673	8459.1	12591	8550.9	13509
	G ( )	8944.6	11748	19864	23617	26791	34335	32518	44330	35360	53257
H = 5 m	P (kW)	1.7658	1.7658	2.648	2.6487	3.5316	3.5316	4.4145	4.4145	5.2974	5.2974
	E <sub>annua</sub> (kWh)	10465	12153	14636	16996	17295	21404	19499	25538	20610	29267
	C ( )	8229.5	10295	8344	11443	8459.1	12591	8573.8	13739	8688.6	14886
	G ( )	15805	19310	29455	34146	38114	47543	45273	60037	48825	71196
		140		160		180		200		215	
H = 1 m	P (kW)	1.2360	1.2360	1.412	1.4126	1.5892	1.5892	1.7658	1.7658	1.8982	1.8982
	E <sub>annua</sub> (kWh)	4764.3	6599.4	5312	7235.8	5656.5	7635.5	5200.5	7915.8	5200.5	7915.7
	C ( )	8160.6	9606.8	8183	9836.4	8206.6	10066	8229.5	10296	8246.7	10467
	G ( )	-2938.3	1671.1	-1152	3541.9	-40.00	4631.1	-1567.8	5326.5	-1585	5154.2
H = 2 m	P (kW)	2.4721	2.4721	2.825	2.8252	3.1784	3.1784	3.5316	3.5316	3.7964	3.7964
	E <sub>annua</sub> (kWh)	9528.7	13198	10625	14471	11313	15271	10401	15832	10401	15831
	C ( )	8321.3	11213	8367	11672	8413.2	12132	8459.1	12591	8493.5	12935
	G ( )	12623	21842.	16195	25584	18420	27762	15364	29153	15329	28808
H = 4 m	P (kW)	4.9442	4.9442	5.650	5.6505	6.3569	6.3569	7.0632	7.0632	7.5929	7.5929
	E <sub>annua</sub> (kWh)	19057	26397	21250	28943	22626	30542	20802	31663	20802	31663
	C ( )	8642.7	14427	8734	15345	8826.4	16264	8918.2	17182	8987.0	17870
	G ( )	43746	62184	50890	69667	55340	74025	49228	76806	49159	76117
H = 5 m	P (kW)	6.1803	6.1803	7.063	7.0632	7.9461	7.9461	8.829	8.829	9.4911	9.4911
	E <sub>annua</sub> (kWh)	23821	32997	26562	36179	28283	38177	26002	39579	26002	39578
	C ( )	8803.4	16034.	8918	17182	9033	18330	9711.9	19478	10440	20338
	G ( )	59308	82355	68237	91709	73800	97156	65596	10063	64868	99771





**Ipotesi A:**

Salto = 5 metri  
 Portata massima = 180 L/sec  
 Potenza installata = 7,9 kW  
 Macchina installata = Pompa reversibile  
 Costo dell'investimento = 9000 Euro  
 Produzione annua di energia = 28300 kWh  
 $G = (28300 * 0,22 - 700) * 15 - 9000 = 73800 \text{ Euro}$   
 Rapporto G/C = 8,2

**Ipotesi B:**

Salto = 5 metri  
 Portata massima = 200 L/sec  
 Potenza installata = 8,8 kW  
 Macchina installata = Turbina Banki-Michell  
 Costo dell'investimento = 19500 Euro  
 Produzione annua di energia = 39600 kWh  
 $G = (39600 * 0,22 - 700) * 15 - 19500 = 100600 \text{ Euro}$   
 Rapporto G/C = 5,2

### Sfruttamento del Torrente Rovina nei pressi della località San Girolamo

Anche il torrente Rovina, così come già constatato per il torrente Trobiolo, subito a monte dell'ultimo breve tratto a bassa pendenza, presenta un tratto a forte pendenza, che permette di sfruttare un salto di diversi metri senza andare a intervenire su lunghi tratti di alveo. In questo caso, almeno per quel che può essere rilevato dalla CTR, non è possibile individuare briglie preesistenti (a meno di risalire molto a monte, dove la portata defluente è molto minore) da utilizzare come opera di presa, che pertanto dovrà essere realizzata ad hoc. Nei pressi della località San Girolamo (vedi figura 3.1.2.2), è possibile individuare un sito di facile accesso con una pendenza del 45% circa. La lunghezza di alveo interessato dalla derivazione sarà pari al salto H diviso per 0,45. Ipotizzando di limitare la lunghezza di tale tratto a 15 metri circa, il salto massimo che verrà preso in esame è di 7 metri.

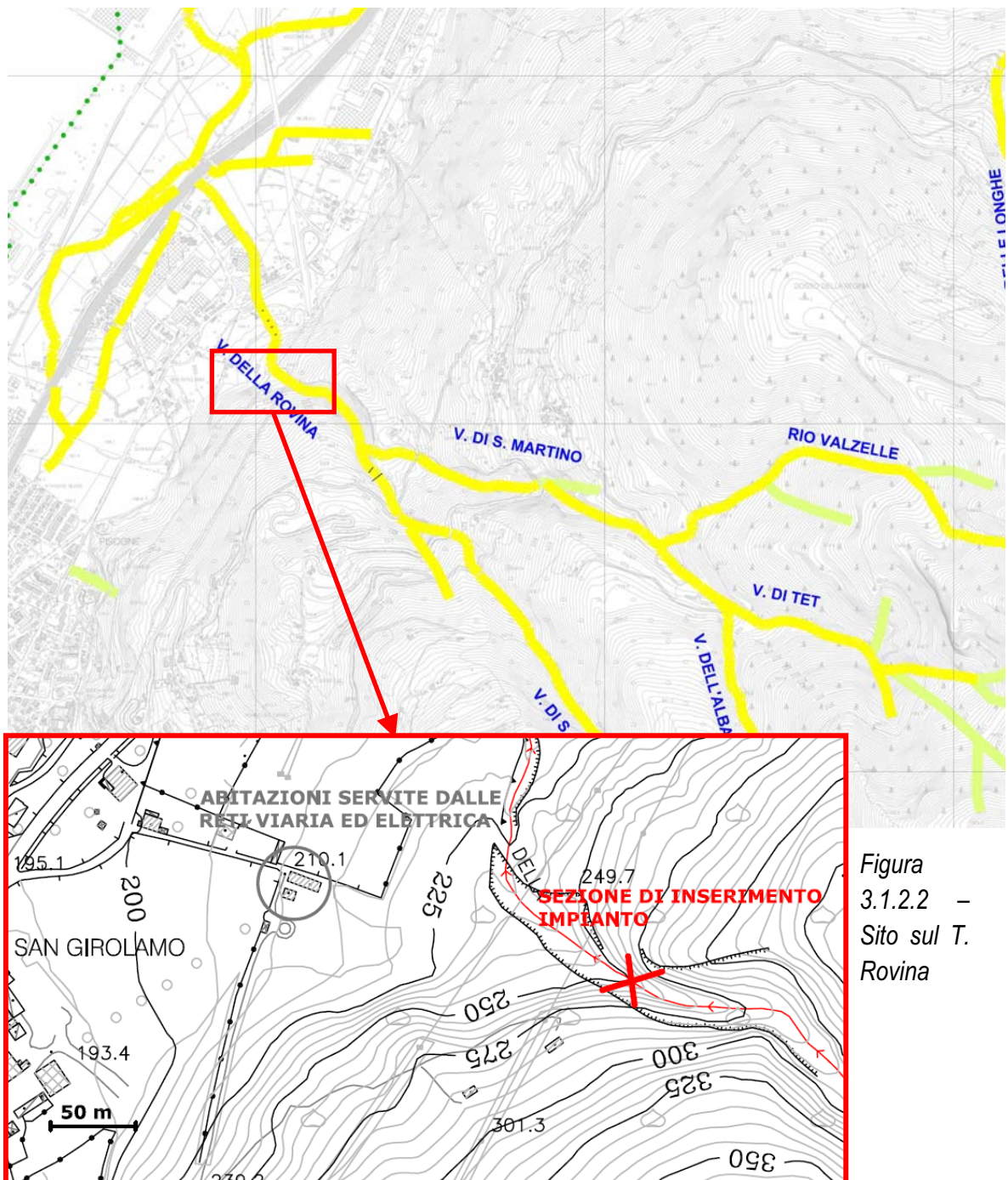
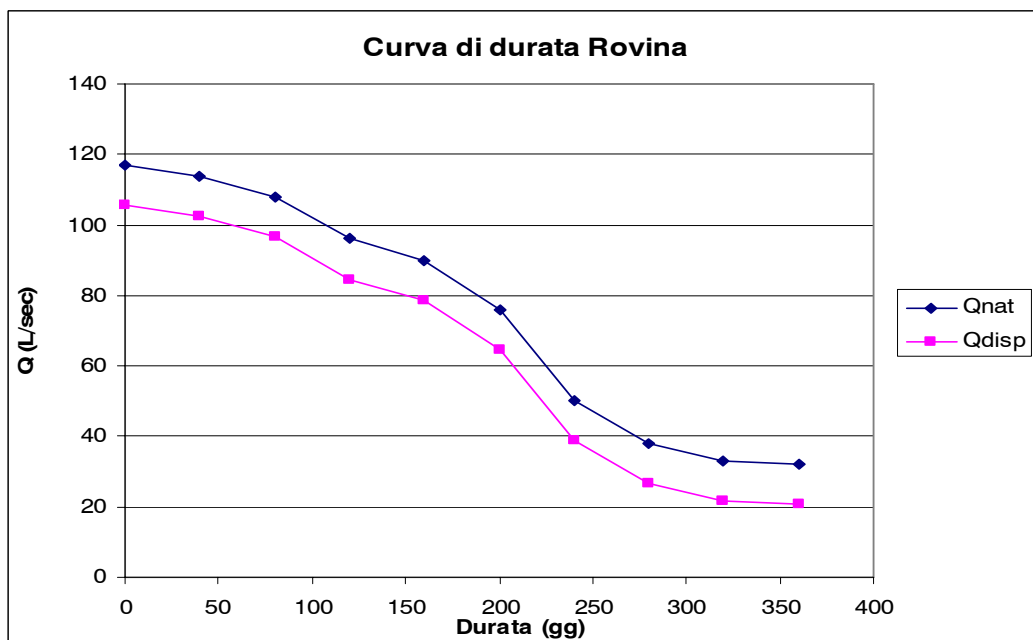


Figura 3.1.2.2 – Sito sul T. Rovina

La distanza delle case più vicine servite dal servizio elettrico e raggiunte dalla strada è di 200 metri circa, pertanto non appare troppo oneroso realizzare il collegamento alle reti viaria ed elettrica, anche perché il terreno rimane a bassa pendenza fino quasi al sito di interesse. Tuttavia la necessità di realizzare tali collegamenti e l'opera di sbarramento portano ad un aumento del costo previsto delle opere, pertanto per questo sito i costi di realizzazione vengono calcolati come segue:

	$P < 12,4 \text{ kW}$	$P < 17,1 \text{ kW}$	$17,1 \text{ kW} < P < 100 \text{ kW}$
Turbina	$C ( ) = 12000 + 1300 \times P \text{ (kW)}$		$C ( ) = 2000 \times P \text{ (kW)}$
Pompa reversibile	$C ( ) = 12000 + 130 \times P \text{ (kW)}$	$C ( ) = 1100 \times P \text{ (kW)}$	

La curva di durata, determinata al 3.1.1.1, è la seguente:



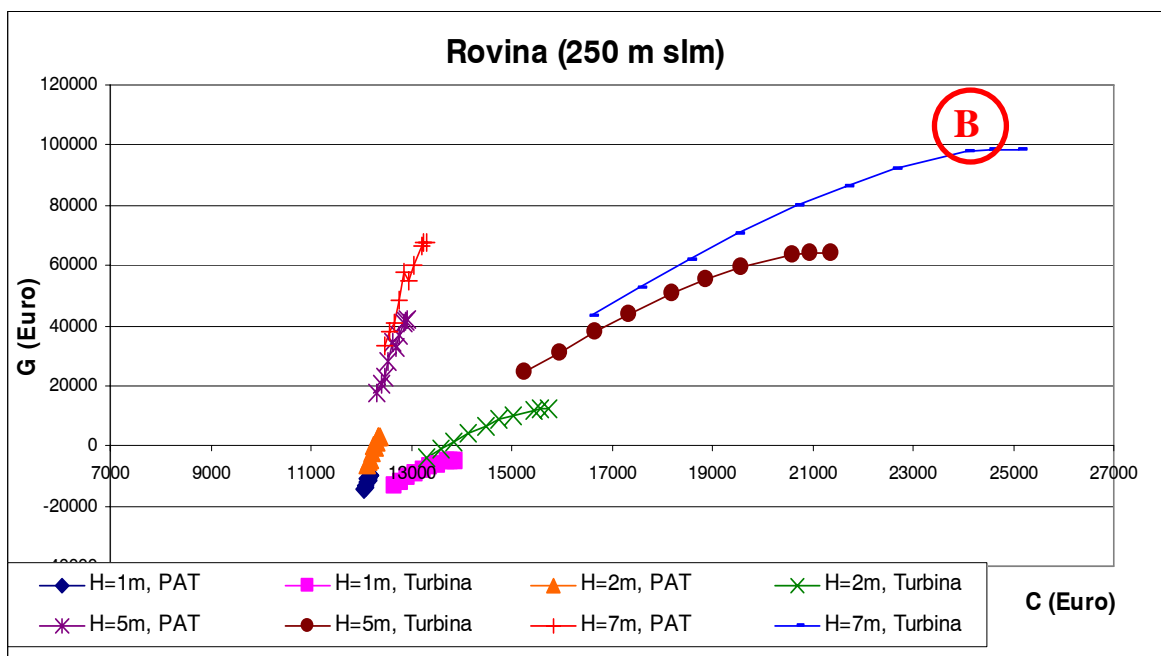
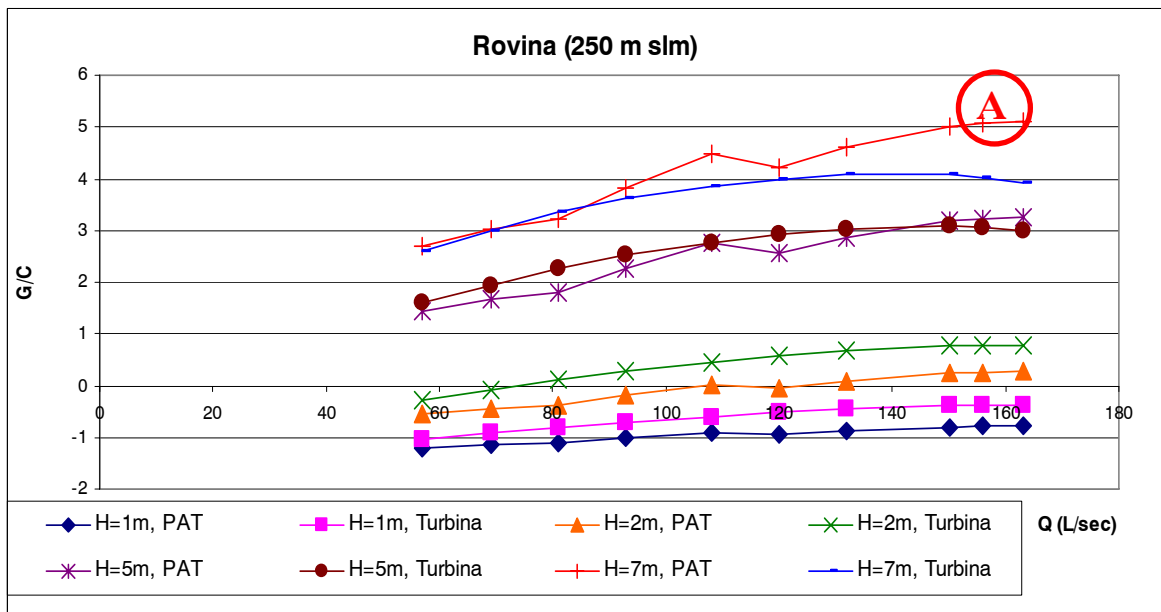
Durata (gg)	Qnat (L/sec)	Qdisp (L/sec)
360	45	28
320	47	30
280	52	35
240	72	55
200	104	87
160	132	115
120	152	135
80	165	148
40	175	158
0	180	163

Il valore del DMV è in questo caso di 17 L/sec.

Analogamente a quanto visto per il caso precedente, si passa a calcolare salto e portata di dimensionamento dell'impianto.

Al solito, le colonne azzurre sono relative all'uso di PAT, mentre quelle nere sono relative all'uso di micro turbine o coclee e le due soluzioni individuate sono quella che massimizza il rapporto G/C (riportata in rosso) e quella per la quale è raggiunto il valore massimo ottenibile per G (evidenziata in giallo).

		Q <sub>max</sub> (L/sec)									
		57		69		81		93		108	
H = 1 m	P (kW)	0.50325	0.50325	0.6092	0.6092	0.7151	0.7151	0.8211	0.8211	0.95353	0.95353
	E <sub>annua</sub> (kWh)	2445.65	3037.71	2640.4	3485.24	2762.2	3932.8	3113.38	4340.6	3507.51	4798.26
	C (Euro)	12065.4	12654.2	12079	12792	12093	12930	12106.7	13067	12124	13239.6
	G (Euro)	-14495	-13130	-13866	-11791	-13478	-10452	-12333	9243.6	-11049	-7905.3
H = 2 m	P (kW)	1.00651	1.00651	1.2184	1.2184	1.4303	1.4303	1.64219	1.6422	1.90706	1.90706
	E <sub>annua</sub> (kWh)	4891.31	6075.43	5280.9	6970.47	5524.4	7865.5	6226.76	8681.1	7015.01	9596.52
	C (Euro)	12130.8	13308.5	12158	13583.9	12186	13859	12213.5	14135	12247.9	14479.2
	G (Euro)	-6489.5	-3759.6	-5232	-1081.4	-4455	1596.8	-2165.2	4012.9	401.631	6689.32
H = 5 m	P (kW)	2.51627	2.52	3.046	3.04601	3.5757	3.5757	4.10549	4.1055	4.76766	4.76766
	E <sub>annua</sub> (kWh)	12228.3	15189	13202	17426.2	13811	19664	15566.9	21703	17537.5	23991.3
	C (Euro)	12327.1	15271	12396	15959.8	12465	16648	12533.7	17337	12619.8	18198
	G (Euro)	17526.2	24351	20671	31046.6	22612	37742	28337.1	43782	34754.1	50473.3
H = 7 m	P (kW)	3.52277	3.52277	4.2644	4.26441	5.006	5.006	5.74768	5.7477	6.67472	6.67472
	E <sub>annua</sub> (kWh)	17119.6	21264	18483	24396.7	19336	27529	21793.7	30384	24552.6	33587.8
	C (Euro)	12458	16579.6	12554	17543.7	12651	18508	12747.2	19472	12867.7	20677.1
	G (Euro)	33536.6	43091.6	37940	52465.2	40656	61839	48671.9	70295	57655.7	79662.6
		120		132		150		156		163	
H = 1 m	P (kW)	1.05948	1.05948	1.1654	1.16543	1.3244	1.3244	1.37732	1.3773	1.43913	1.43913
	E <sub>annua</sub> (kWh)	3379.05	5131.47	3624.3	5416.26	3894.5	5730.1	3947.08	5791.1	3965.84	5812.9
	C (Euro)	12137.7	13377.3	12152	13515.1	12172	13722	12179.1	13791	12187.1	13870.9
	G (Euro)	-11487	-6943.5	-10691	-6141.4	-9820	-5312	-9653.7	-5180	-9599.8	-5188.3
H = 2 m	P (kW)	2.11896	2.11896	2.3309	2.33086	2.6487	2.6487	2.75465	2.7546	2.87825	2.87825
	E <sub>annua</sub> (kWh)	6758.1	10262.9	7248.6	10832.5	7789.1	11460	7894.16	11582	7931.68	11625.8
	C (Euro)	12275.5	14754.6	12303	15030.1	12344	15443	12358.1	15581	12374.2	15741.7
	G (Euro)	-473.73	8613.06	1117.3	10217.2	2859.6	11875	3192.62	12140	3300.36	12123.4
H = 5 m	P (kW)	5.2974	5.2974	5.8271	5.82714	6.6218	6.6218	6.88662	6.8866	7.19564	7.19564
	E <sub>annua</sub> (kWh)	16895.3	25657.4	18121	27081.3	19473	28650	19735.4	28956	19829.2	29064.5
	C (Euro)	12688.7	18886.6	12758	19575.3	12861	20608	12895.3	20953	12935.4	21354.3
	G (Euro)	32565.7	55282.7	36543	59293	40899	63438	41731.6	64101	42000.9	64058.5
H = 7 m	P (kW)	7.41636	7.41636	8.158	8.158	9.2705	9.2705	9.64127	9.6413	10.0739	10.0739
	E <sub>annua</sub> (kWh)	23653.4	35920.3	25370	37913.8	27262	40111	27629.6	40538	27760.9	40690.3
	C (Euro)	12964.1	21641.3	13061	22605.4	13205	24052	13253.4	24534	13309.6	25096.1
	G (Euro)	54592	86395.7	60160	92010.2	66258	97814	67424.2	98741	67801.2	98681.9



**Ipotesi A:**

Salto = 7 metri

Portata massima = 156 L/sec

Potenza installata = 9,6 kW

Macchina installata = Pompa reversibile

Costo dell'investimento = 13300 Euro

Produzione annua di energia = 27600 kWh

$$G = (27600 * 0,22 - 700) * 15 - 13300 = 67400 \text{ Euro}$$

Rapporto G/C = 5,1

**Ipotesi B:**

Salto = 7 metri

Portata massima = 150 L/sec

Potenza installata = 9,3 kW

Macchina installata = Turbina Banki-Michell

Costo dell'investimento = 24000 Euro

Produzione annua di energia = 40100 kWh

$$G = (40100 * 0,22 - 700) * 15 - 24000 = 97800 \text{ Euro}$$

Rapporto G/C = 4,1

Sfruttamento del Torrente Valle Rongaglie nei pressi dell'abitato di Toline, località Montanino

A breve distanza dalla sezione terminale è ravvisabile un tratto a pendenza elevata, che consente di inserire vantaggiosamente un impianto di qualche metro di prevalenza. Le reti viaria ed elettrica sono a circa 100 metri dalla sezione di interesse; resta da verificare se l'orografia del terreno sia tale da permettere il collegamento alle reti senza oneri eccessivi.

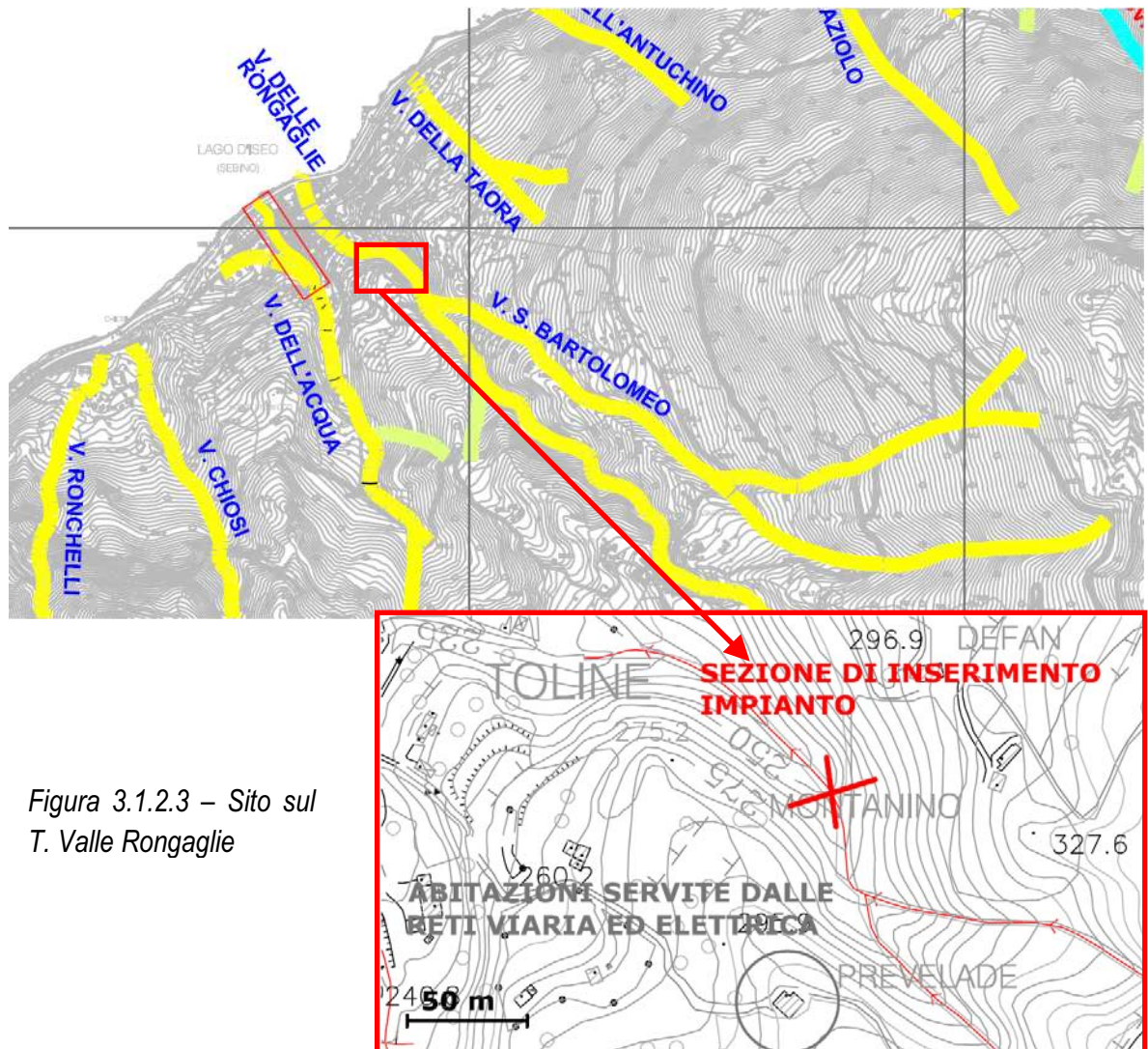


Figura 3.1.2.3 – Sito sul T. Valle Rongaglie

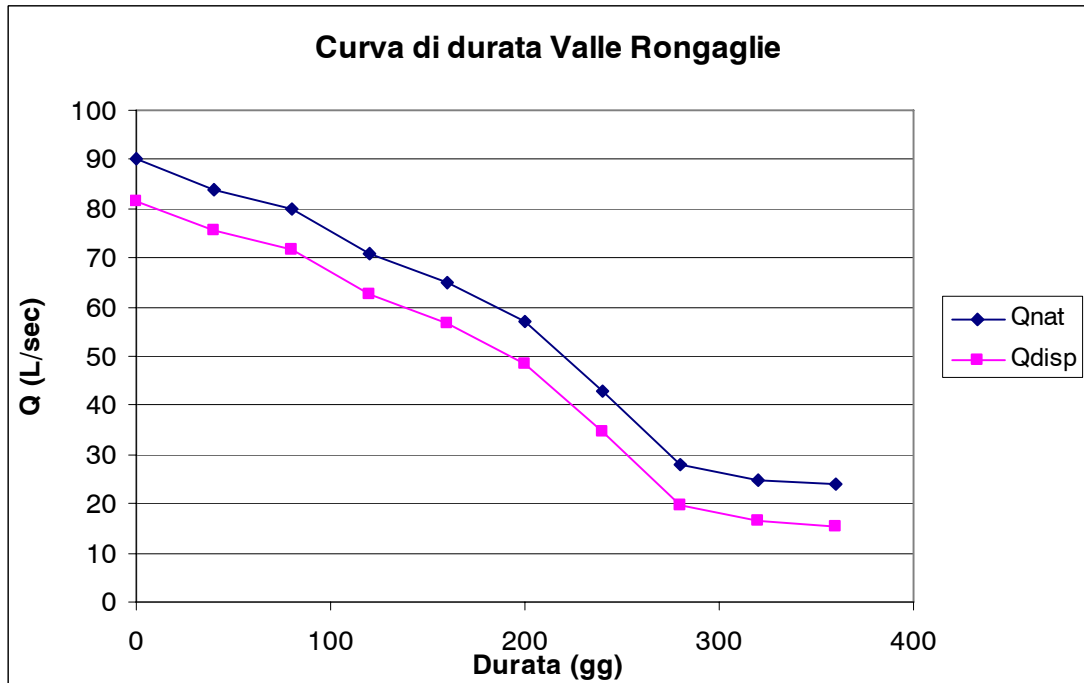
La sezione individuata è posta a quota 255 m slm, la pendenza di fondo è pari al 40%, ciò consente di sfruttare fino a 6 m di salto andando ad interessare un tratto di alveo di non più di 15 metri.

Anche in questo caso, come per il Torrente Rovina, lo sbarramento deve essere realizzato ex novo, pertanto si assumono anche in questo caso le formule:

	$P < 12,4 \text{ kW}$	$P < 17,1 \text{ kW}$	$17,1 \text{ kW} < P < 100 \text{ kW}$
Turbina	$C ( ) = 12000 + 1300 \times P \text{ (kW)}$		$C ( ) = 2000 \times P \text{ (kW)}$
Pompa reversibile	$C ( ) = 12000 + 130 \times P \text{ (kW)}$		$C ( ) = 1100 \times P \text{ (kW)}$

La curva di durata presa come riferimento per la sezione in esame è la solita che è stata determinata per la sezione terminale, sia perché le due sezioni sono molto vicine, sia perché in questo tratto il canale è rivestito, pertanto è ragionevole attendersi che non riceva un apporto consistente dall'area compresa tra le due sezioni.

La curva di durata è la seguente:



<b>Durata (gg)</b>	<b>Qnat (L/sec)</b>
<b>360</b>	<b>24</b>
<b>320</b>	<b>25</b>
<b>280</b>	<b>28</b>
<b>240</b>	<b>43</b>
<b>200</b>	<b>57</b>
<b>160</b>	<b>65</b>
<b>120</b>	<b>71</b>
<b>80</b>	<b>80</b>
<b>40</b>	<b>84</b>
<b>0</b>	<b>90</b>

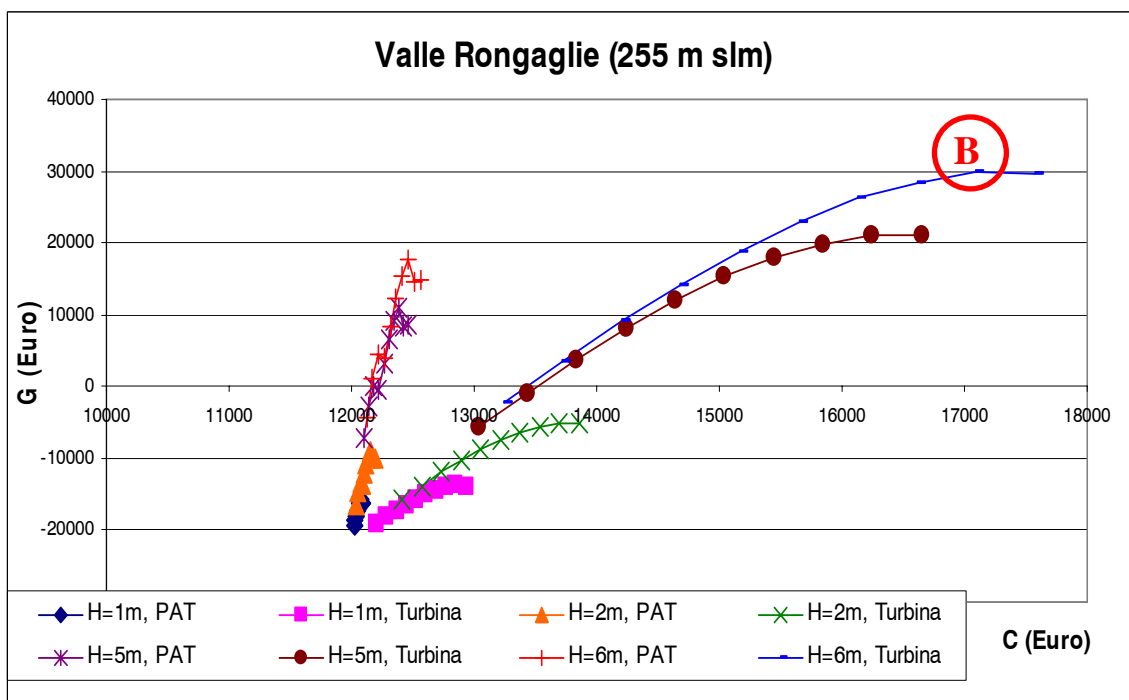
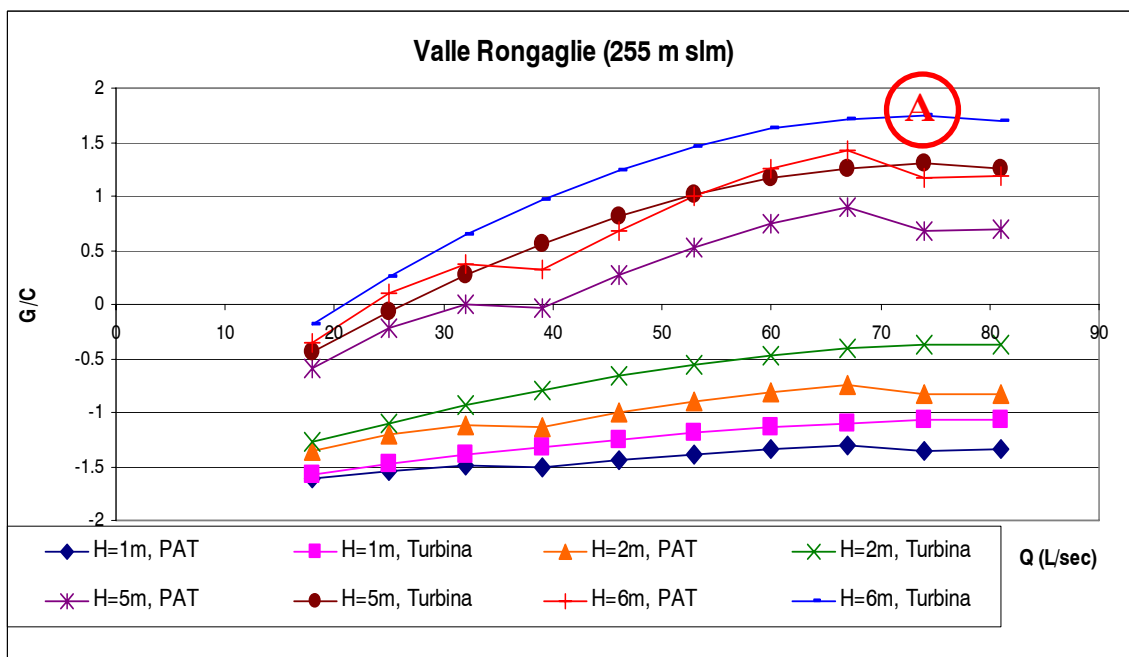
Il valore del DMV è in questo caso di 8,5 L/sec.

Analogamente ai casi precedenti, si passa a calcolare salto e portata di dimensionamento dell'impianto.

Al solito, le colonne azzurre sono relative all'uso di PAT, mentre quelle nere sono relative all'uso di micro turbine o coclee e le due soluzioni individuate sono quella che massimizza il rapporto G/C (riportata in rosso) e quella per la quale è raggiunto il valore massimo ottenibile per G (evidenziata in giallo).

		Q <sub>max</sub> (L/sec)									
		18		25		32		39		46	
H = 1 m	P (kW)	0.1589	0.1589	0.221	0.2207	0.283	0.283	0.344	0.344	0.406	0.406
	E <sub>annua</sub> (kWh)	929.85	1079.8	1204	1398.5	1377	1707	1353	1985	1578	2246
	C (Euro)	12021	12207	12029	12287	12037	12367	12045	12448	12053	12528
	G (Euro)	-19452	-19143	-18555	-18172	-17994	-17234	-18079	-16397	-17346	-15616
H = 2 m	P (kW)	0.3178	0.3178	0.441	0.4415	0.565	0.565	0.689	0.689	0.812	0.812
	E <sub>annua</sub> (kWh)	1859.7	2159.6	2409	2797	2753	3414	2706	3970	3156	4492
	C (Euro)	12041	12413	12057	12574	12073	12735	12090	12895	12106	13056
	G (Euro)	-16404	-15786	-14609	-13844	-13488	-11968	-13659	-10294	-12191	-8732
H = 5 m	P (kW)	0.7946	0.7946	1.104	1.1036	1.413	1.413	1.722	1.722	2.031	2.031
	E <sub>annua</sub> (kWh)	4649.2	5399.1	6021	6992.6	6883	8535	6766	9925	7890	11230
	C (Euro)	12103	13033	12143	13435	12184	13836	12224	14238	12264	14640
	G (Euro)	-7261	-5716	-2773	-859.2	28.99	3830	-396.5	8015	3272	11921
H = 6 m	P (kW)	0.9535	0.9535	1.324	1.3244	1.695	1.695	2.066	2.066	2.437	2.437
	E <sub>annua</sub> (kWh)	5579.1	6478.9	7226	8391.1	8259	10242	8119	11910	9468	13477
	C (Euro)	12124	13240	12172	13722	12220	14204	12269	14686	12317	15168
	G (Euro)	-4213	-2359	1172	3468.9	4535	9096	4024	14118	8427	18805
		53		60		67		74		81	
H = 1 m	P (kW)	0.4679	0.4679	0.53	0.5297	0.592	0.592	0.653	0.653	0.715	0.715
	E <sub>annua</sub> (kWh)	1776.5	2476.6	1940	2666.5	2057	2802	1902	2904	1915	2919
	C (Euro)	12061	12608	12069	12689	12077	12769	12085	12849	12093	12930
	G (Euro)	-16698	-14935	-16167	-14389	-15790	-14022	-16308	-13767	-16273	-13797
H = 2 m	P (kW)	0.9359	0.9359	1.059	1.0595	1.183	1.183	1.307	1.307	1.43	1.43
	E <sub>annua</sub> (kWh)	3553	4953.3	3880	5333	4114	5604	3804	5808	3830	5838
	C (Euro)	12122	13217	12138	13377	12154	13538	12170	13699	12186	13859
	G (Euro)	-10897	-7371	-9834	-6278	-9079	-5544	-10117	-5033	-10046	-5093
H = 5 m	P (kW)	2.3397	2.3397	2.649	2.6487	2.958	2.958	3.267	3.267	3.576	3.576
	E <sub>annua</sub> (kWh)	8882.4	12383	9700	13332	10284	14011	9510	14519	9576	14595
	C (Euro)	12304	15042	12344	15443	12385	15845	12425	16247	12465	16648
	G (Euro)	6507.9	15323	9165	18054	11052	19890	8459	21166	8635	21016
H = 6 m	P (kW)	2.8076	2.8076	3.178	3.1784	3.549	3.549	3.92	3.92	4.291	4.291
	E <sub>annua</sub> (kWh)	10659	14860	11640	15999	12341	16813	11412	17423	11491	17514
	C (Euro)	12365	15650	12413	16132	12461	16614	12510	17096	12558	17578
	G (Euro)	12309	22888	15498	26165	17762	28368	14650	29900	14862	29720





**Ipotesi A e B (coincidenti):**

Salto = 6 metri

Portata massima = 74 L/sec

Potenza installata = 3,9 kW

Macchina installata = Turbina Banki-Michell

Costo dell'investimento = 17100 Euro

Produzione annua di energia = 17400 kWh

$G = (17400 * 0,22 - 700) * 15 - 17100 = 29900 \text{ Euro}$

$Rapporto G/C = 1,7$

A conti fatti, si nota che il torrente in questione non consente di realizzare un impianto remunerativo, a meno di trovare, mediante specifico sopralluogo, una sezione in cui sia possibile sfruttare un salto più elevato, magari con opera di sbarramento preesistente.

Sfruttamento del Torrente Tufere nell'abitato di Govine in corrispondenza di un vecchio mulino



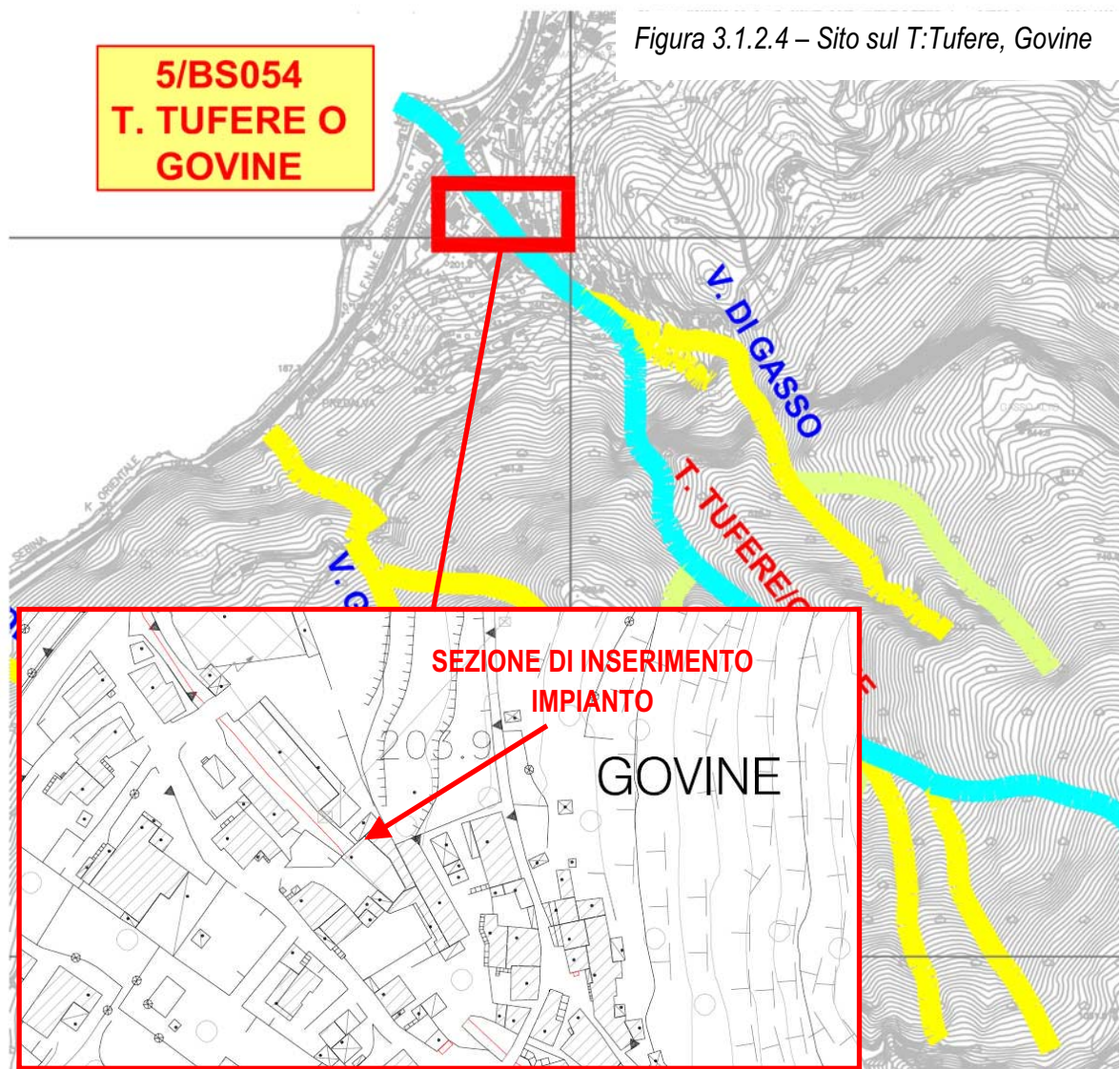
Fotografia 3.1.2.1 – Tratto d'alveo subito a valle della briglia.



Fotografia 3.1.2.2 – Mulino con scarico a monte della briglia

Nel corso di un sopralluogo effettuato si è ravvisata la possibilità di sfruttare un salto di circa 8 metri (fotografia 3.1.2.1) in corrispondenza di un vecchio mulino, nell'abitato di Govine, posto a quota 210 m slm. Il salto è generato da una vecchia briglia di regimazione. Il sito è inserito all'interno del centro abitato, pertanto è perfettamente accessibile. La realizzazione dell'edificio di centrale appare problematica per mancanza di spazio: la soluzione più compatta sembra quella di costruire l'edificio (minimizzando l'ingombro, dovrebbe essere sufficiente un 3m x 3m) immediatamente a tergo di una delle due sponde. Potrebbe essere conveniente sfruttare il vecchio mulino preesistente, previo accordo con il proprietario, anche se posto subito a monte della briglia. Si potrebbe poi recuperare il salto generato dalla briglia mediante un tubo di aspirazione, facendo quindi funzionare la macchina idraulica con un certo grado di reazione. Per impianti di piccola potenza, non è conveniente installare le classiche turbine a reazione; può essere tuttavia convenientemente impiegata una turbina Banki-Michell, che pur essendo comunemente classificata come turbina ad azione, è più propriamente una turbina a basso grado di reazione, pertanto può funzionare anche in pressione. Un'altra soluzione potrebbe essere quella di utilizzare una pompa sommergibile usata come turbina, che può essere inserita direttamente all'interno della tubazione. Tale soluzione non richiede la realizzazione dell'edificio di centrale: è sufficiente porre nelle immediate vicinanze un quadro elettrico per il collegamento in bassa tensione, di modesto ingombro (indicativamente 1m x 1m x 0,7m), ma l'impiego di tale macchina

presenta minore flessibilità nei confronti delle condizioni di esercizio. La posa delle tubazioni può essere fatta direttamente in alveo, purché se ne ripristini la sezione originaria. Ciò non rappresenta un problema, essendo l'alveo in muratura di pietrame.



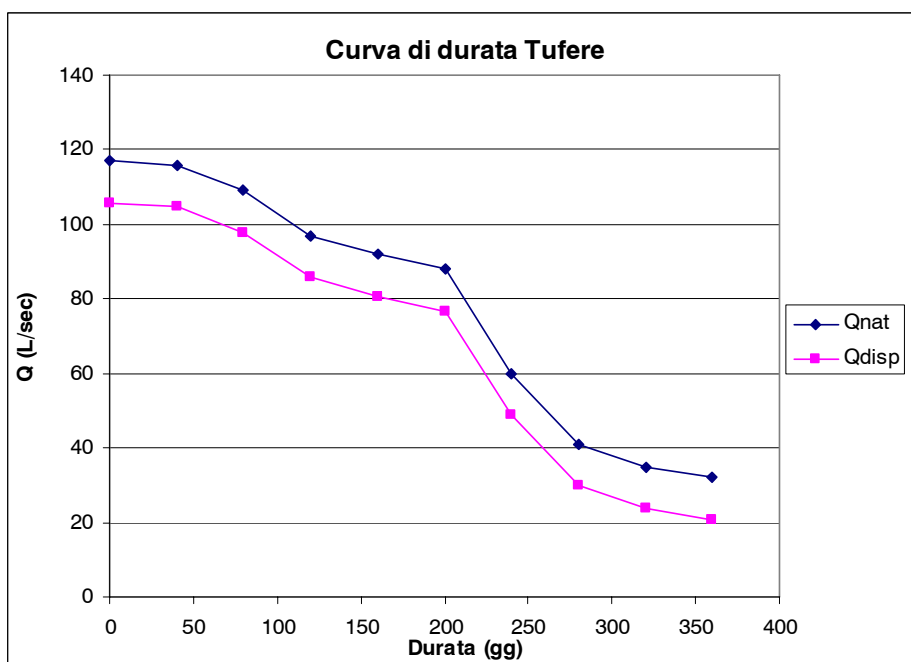
Ovviamente le varie ipotesi progettuali presentano diversità che si ripercuotono sui costi di realizzazione e di esercizio:

- la **1° soluzione** individuata prevede la realizzazione dell'edificio di centrale, con importanti scavi a tergo dell'argine artificiale, ma garantisce il miglior rendimento, poiché non comporta il funzionamento in aspirazione della macchina idraulica;
- la **2° soluzione** prevede l'utilizzo del mulino preesistente, con un conseguente risparmio sulla realizzazione delle opere, bisogna tuttavia procedere all'acquisto o all'affitto dello stesso, inoltre il funzionamento della turbina in pressione non è ottimale dal punto di vista del rendimento;
- la **3° soluzione** è quella che consente il maggior risparmio sul costo dell'impianto, ma che penalizza fortemente il rendimento, inoltre l'impiego di una macchina sommersa determina spese di manutenzione più elevate (sarà necessario sostituire di tanto in tanto gli elementi che garantiscono la tenuta, è da prevedere qualche guasto periodico per infiltrazioni).

Per confrontare le tre soluzioni, si fanno le seguenti ipotesi:

	C (Euro),	costi annui di manutenzione (Euro)	Macchina impiegata	$\eta$ totale
Prima soluzione	P<28,6 kW: 20000+1300*P	700	Banki-Michell	0,72
	P>29 kW: 2000*P			
Seconda soluzione	P<21,4 kW: 15000+1300*P	700	Banki-Michell	0,70
	P>21 kW: 2000*P			
Terza soluzione	P<6,2 kW: 6000+130*P	1500	PAT sommersibile	0,62
	P>6,2 kW: 1100*P			

A partire da queste ipotesi, si fa il confronto tra le varie soluzioni, come già visto nei casi precedenti. La curva di durata che si è assunta per la sezione in esame è la solita che è stata determinata per la sezione terminale, sia perché le due sezioni sono molto vicine, sia perché in questo tratto il canale è rivestito, pertanto è ragionevole attendersi che non riceva un apporto consistente dall'area compresa tra le due sezioni. La curva di durata è la seguente:



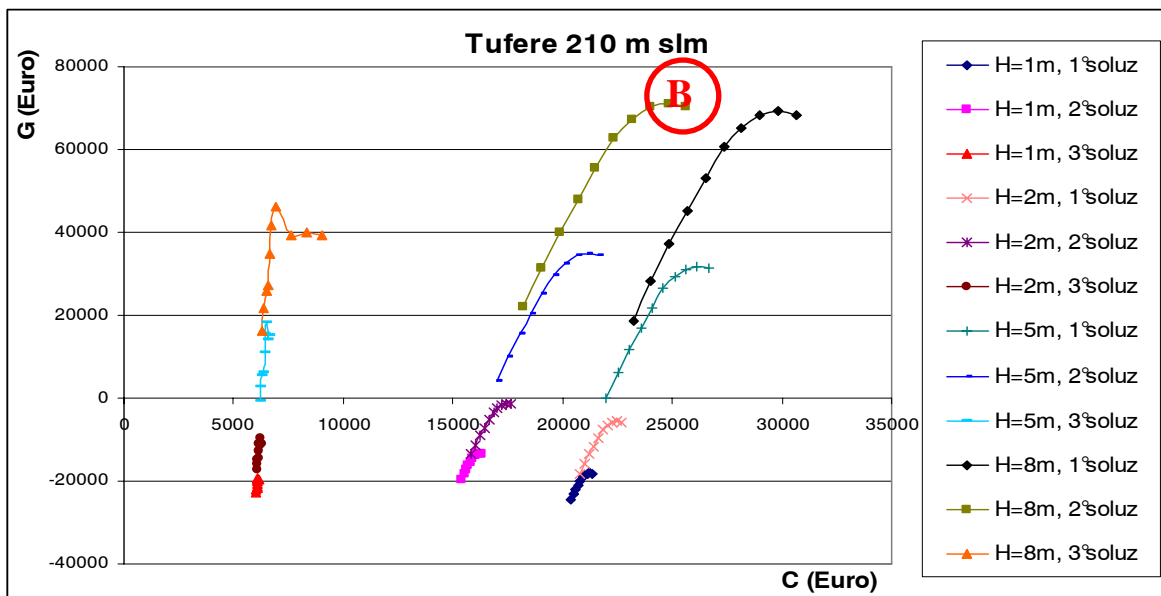
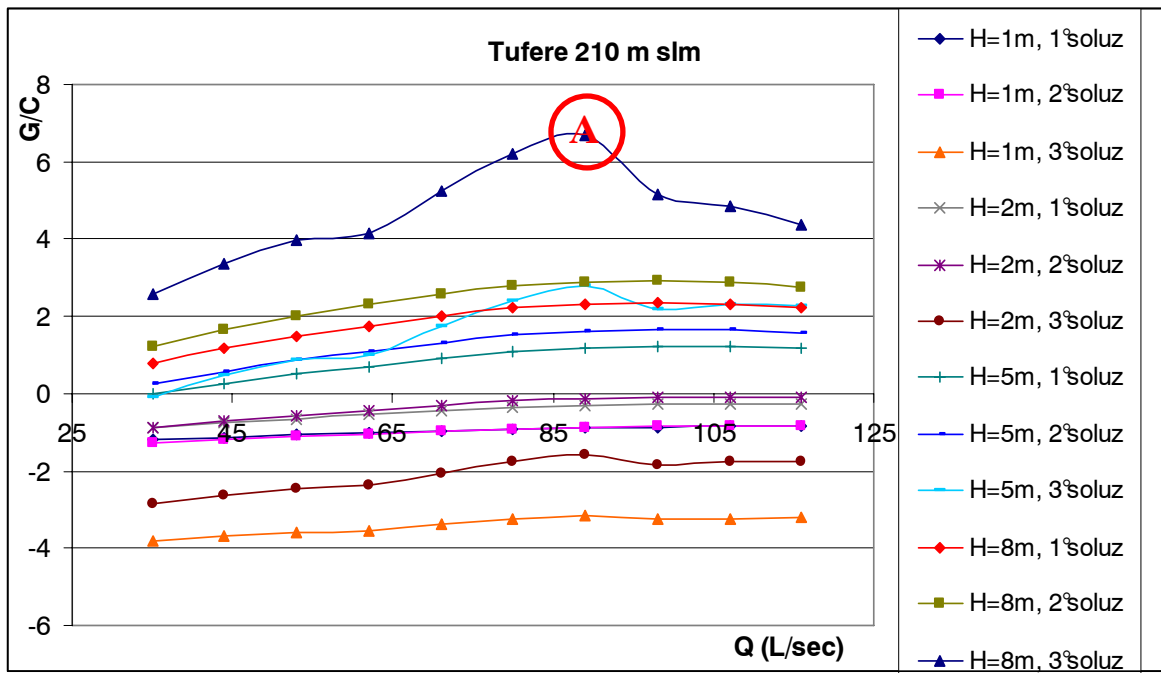
Durata (gg)	Qnat (L/sec)
360	32
320	35
280	41
240	60
200	88
160	92
120	97
80	109
40	116
0	117

Il DMV in questo caso è pari a 11,1 L/sec. I risultati del confronto sono riportati a seguire. In questa tabella sono riportati la potenza, la produzione energetica, i costi di investimento e la remuneratività delle tre soluzioni progettuali al variare di salto e portata di

dimensionamento. Sono evidenziate le soluzioni considerate migliori: in rosso quella che garantisce il miglior rapporto G/C, in giallo quella per la quale è massimo G a parità di C.

		Q <sub>max</sub> (L/sec)														
		35			44			53			62			71		
H = 1 m	P (kW)	0.309	0.309	0.309	0.388	0.388	0.388	0.468	0.468	0.468	0.547	0.547	0.547	0.627	0.627	0.627
	Eannua (kWh)	1978	1923	1704	2375	2309	1914	2744	2668	2075	3079	2994	2134	3415	3320	2423
	C (Euro)	20402	15402	6040	20505	15505	6051	20608	15608	6061	20712	15712	6071	20815	15815	6081
	G (Euro)	-24373	-19555	-22919	-23168	-18385	-22233	-22054	-17305	-21714	-21049	-16332	-21530	-20045	-15358	####
H = 2 m	P (kW)	0.618	0.618	0.618	0.777	0.777	0.777	0.936	0.936	0.936	1.095	1.095	1.095	1.254	1.254	1.254
	Eannua (kWh)	3957	3847	3407	4750	4618	3829	5488	5335	4150	6159	5988	4268	6830	6640	4846
	C (Euro)	20803	15803	6080	21010	16010	6101	21217	16217	6122	21423	16423	6142	21630	16630	6163
	G (Euro)	-18247	-13610	-17337	-15835	-11271	-15967	-13608	-9111	-14928	-11599	-7163	-14559	-9590	-5216	-12672
H = 5 m	P (kW)	1.545	1.545	1.545	1.942	1.942	1.942	2.34	2.34	2.34	2.737	2.737	2.737	3.134	3.134	3.134
	Eannua (kWh)	9891	9617	8518	11875	11545	9571	13719	13338	10374	15397	14970	10669	17075	16601	12114
	C (Euro)	22009	17009	6201	22525	17525	6253	23042	18042	6304	23558	18558	6356	24075	19075	6407
	G (Euro)	132.7	4226	-593	6161	10073	2833	11731	15474	5431	16753	20341	6352	21774	25209	11070
H = 8 m	P (kW)	2.472	2.472	2.472	3.108	3.108	3.108	3.743	3.743	3.743	4.379	4.379	4.379	5.015	5.015	5.015
	Eannua (kWh)	15826	15386	13628	18999	18472	15314	21950	21341	16599	24636	23951	17071	27321	26562	19383
	C (Euro)	23214	18214	6321	24040	19040	6404	24867	19867	6487	25693	20693	6569	26519	21519	6652
	G (Euro)	18512	22062	16151	28158	31416	21633	37070	40058	25790	45104	47846	27264	53139	55635	34811
		80			89			98			107			116		
H = 1 m	P (kW)	0.706	0.706	0.706	0.786	0.786	0.786	0.865	0.865	0.865	0.945	0.945	0.945	1.024	1.024	1.024
	Eannua (kWh)	3730	3626	2694	3928	3819	2865	4080	3967	2628	4150	4035	2689	4150	4035	2689
	C (Euro)	20918	15918	6092	21022	16022	6102	21125	16125	6112	21228	16228	6123	21331	16331	6133
	G (Euro)	-19110	-14452	-19702	-18558	-13918	-19148	-18160	-13534	-19939	-18032	-13412	-19750	-18135	-13515	-19760
H = 2 m	P (kW)	1.413	1.413	1.413	1.572	1.572	1.572	1.73	1.73	1.73	1.889	1.889	1.889	2.048	2.048	2.048
	Eannua (kWh)	7459	7252	5388	7857	7639	5730	8161	7934	5257	8301	8070	5378	8301	8070	5378
	C (Euro)	21836	16836	6184	22043	17043	6204	22250	17250	6225	22456	17456	6246	22663	17663	6266
	G (Euro)	-7720	-3404	-10905	-6616	-2336	-9796	-5820	-1568	-11378	-5563	-1324	-10999	-5770	-1531	-11020
H = 5 m	P (kW)	3.532	3.532	3.532	3.929	3.929	3.929	4.326	4.326	4.326	4.724	4.724	4.724	5.121	5.121	5.121
	Eannua (kWh)	18649	18131	13469	19642	19096	14324	20401	19835	13142	20752	20176	13444	20752	20176	13444
	C (Euro)	24591	19591	6459	25108	20108	6511	25624	20624	6562	26141	21141	6614	26657	21657	6666
	G (Euro)	26449	29740	15488	29211	32410	18259	31200	34330	14306	31842	34940	15251	31325	34423	15200
H = 8 m	P (kW)	5.651	5.651	5.651	6.286	6.286	6.286	6.922	6.922	6.922	7.558	7.558	7.558	8.193	8.193	8.193
	Eannua (kWh)	29838	29009	21550	31427	30554	22919	32642	31735	21027	33204	32281	21511	33204	32281	21511
	C (Euro)	27346	22346	6735	28172	23172	6915	28999	23999	7614	29825	24825	8313	30651	25651	9013
	G (Euro)	60619	62883	41881	65037	67156	46217	68221	70228	39275	69247	71203	40171	68421	70377	39472
		1°soluz	2°soluz	3°soluz	1°soluz	2°soluz	3°soluz	1°soluz	2°soluz	3°soluz	1°soluz	2°soluz	3°soluz	1°soluz	2°soluz	3°soluz

I dati che compaiono nella tabella sono riportati, per essere meglio visualizzati, nei due grafici seguenti.



**Ipotesi A (3° soluzione):**

Salto = 8 metri  
 Portata massima = 89 L/sec  
 Potenza installata = 6,3 kW  
 Macchina installata = Pompa reversibile  
 Costo dell'investimento = 6900 Euro  
 Produzione annua di energia = 22900 kWh  
 $G = (22900 * 0,22 - 1500) * 15 - 6900 =$   
 46200 Euro

Rapporto G/C = 6,7

**Ipotesi B (2° soluzione):**

Salto = 8 metri  
 Portata massima = 107 L/sec  
 Potenza installata = 7,6 kW  
 Macchina installata = Turbina Banki-Michell  
 Costo dell'investimento = 24800 Euro  
 Produzione annua di energia = 32300 kWh  
 $G = (32300 * 0,22 - 700) * 15 - 24800 =$   
 71200 Euro

Rapporto G/C = 2,9

Sfruttamento del Torrente Tufere nei pressi della sezione terminale in corrispondenza della fabbrica di proprietà dell'ing. Tempini

Il sito in questione è particolarmente interessante poiché consente di sfruttare in parte componenti dell'impianto già esistenti, infatti nel secolo scorso era installato nell'edificio un piccolo impianto idroelettrico, ormai dismesso da decine di anni. La posizione del sito è mostrata in figura 3.1.2.6.

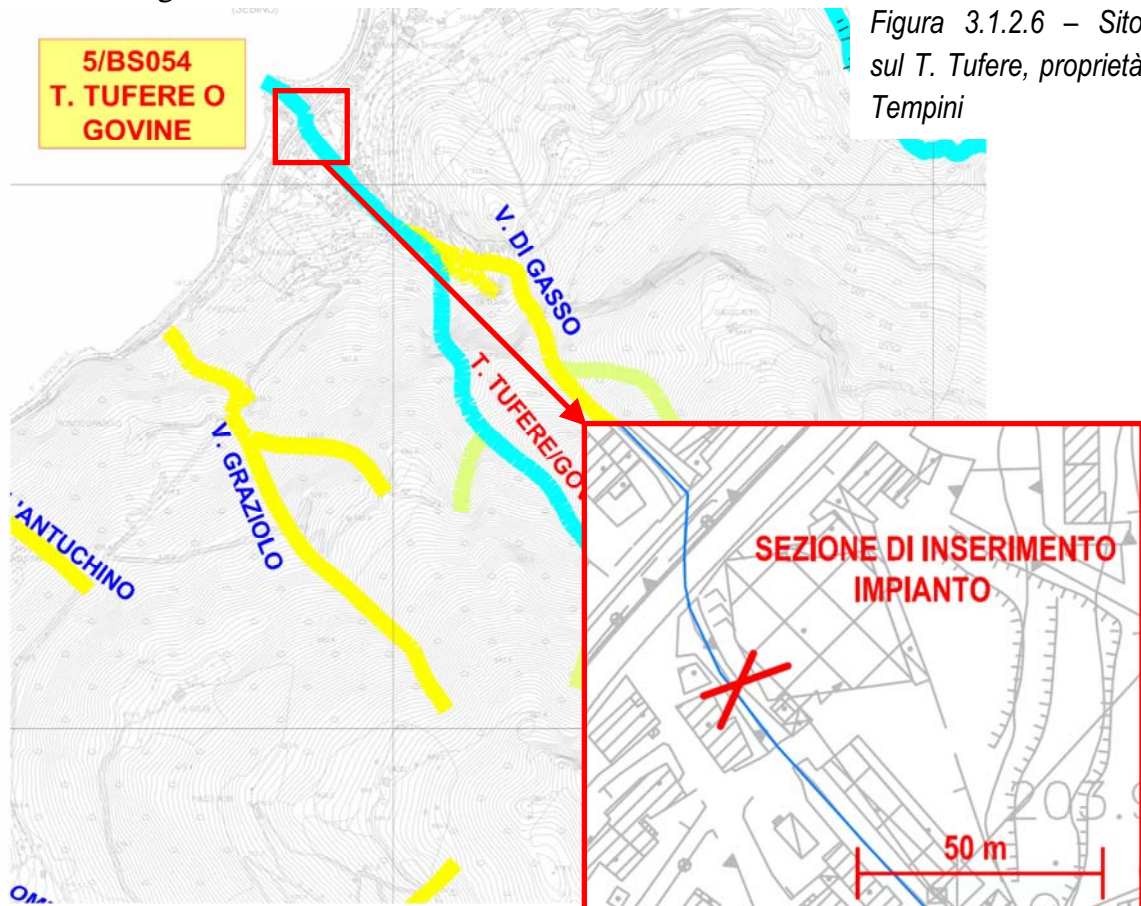


Figura 3.1.2.6 – Sito sul T. Tufere, proprietà Tempini

Sono ancora visibili sul posto l'opera di presa, le opere di adduzione e il canale di scarico, benché resti da accertare la possibilità di ripristinare le varie parti dell'impianto.

Gli aspetti progettuali legati all'eventuale ripristino dell'impianto saranno esaminati nel dettaglio nel capitolo successivo; ci si limita in questo paragrafo ad individuare i parametri di maggiore rilievo: salto, portata di dimensionamento, macchina idraulica impiegata.

Da una vecchia planimetria della fabbrica (figura 3.1.2.7) si osserva che:

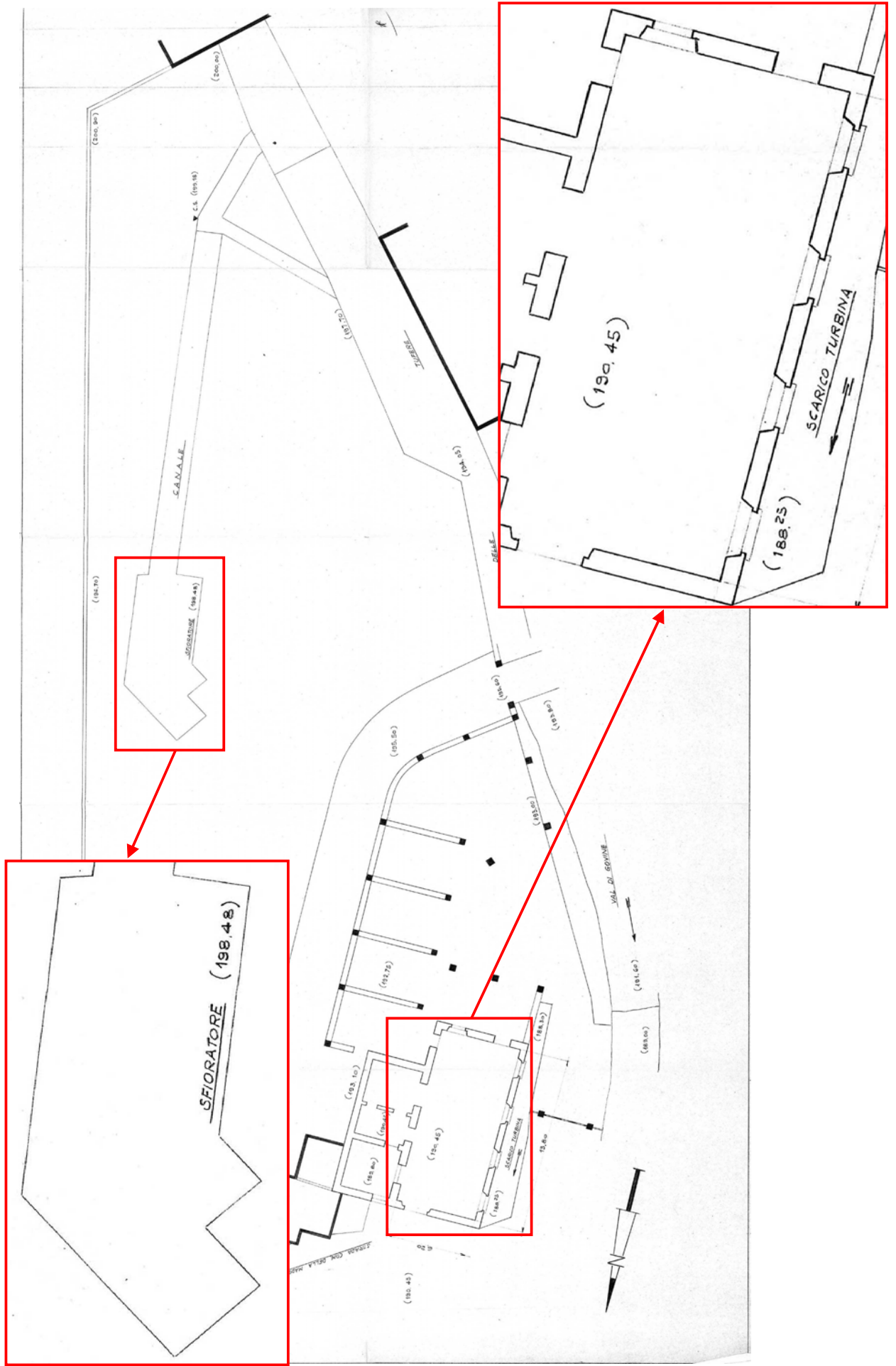
- è presente un canale di adduzione che conduce alla vecchia vasca di carico, avente quota di sfioro pari a 198,48 m;
- lo scarico della turbina avviene a quota 188,25 m.

In linea teorica pertanto la prevalenza geodetica sarebbe di 10,20 metri circa, tuttavia:

- come si vedrà nel capitolo successivo il ripristino della presa richiede un abbassamento della bocca di presa e quindi del canale di adduzione di 0,5 metri;
- si considera un dislivello di 0,7 metri circa tra l'asse della macchina idraulica e il fondo del canale di scarico.

Si considera pertanto ai fini del dimensionamento dell'impianto una prevalenza geodetica massima di 9 m.

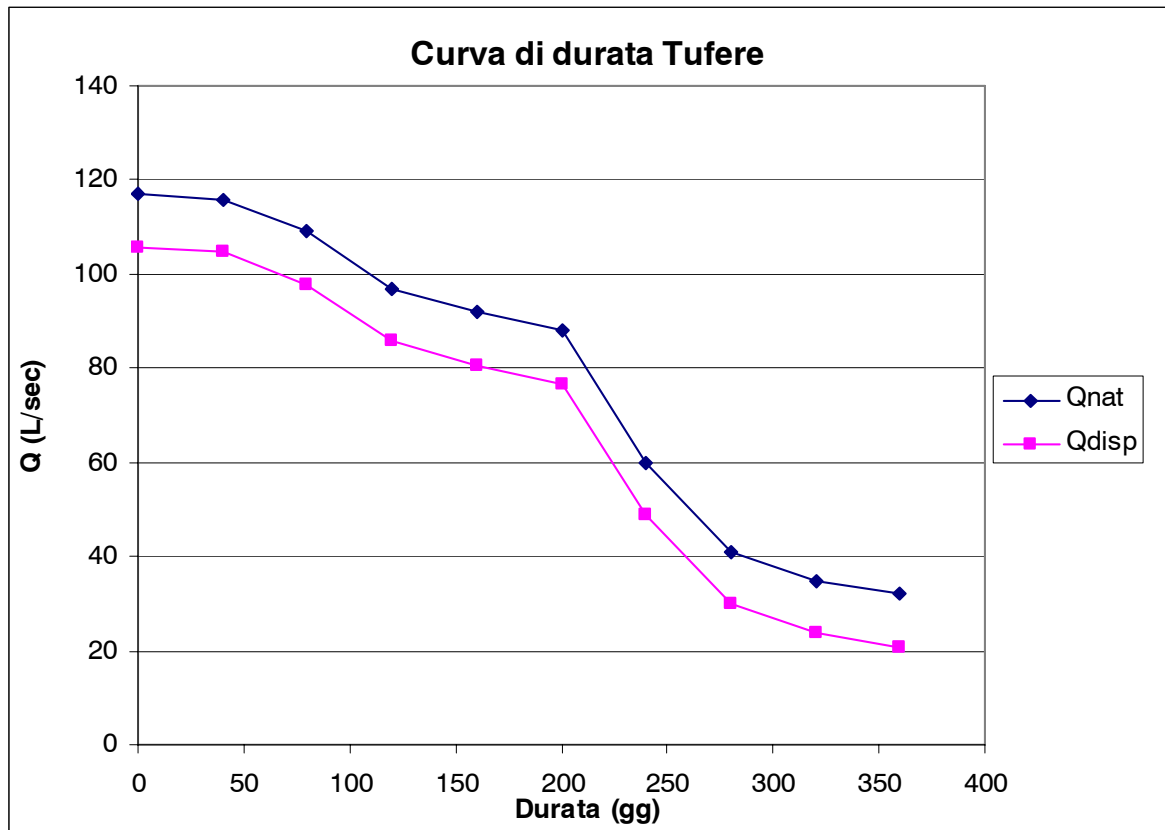
Figura 3.1.2.7 – Planimetria fabbrica Tempini





Di seguito si determina, analogamente a quanto visto nei casi precedenti, salto, portata di progetto e macchina idraulica. La presenza dei condotti di adduzione, che portano l'acqua derivata fino al piano di calpestio del locale nel quale sarà inserita la macchina idraulica, limitano la scelta a due opzioni: turbina o pompa reversibile.

La curva di durata, determinata mediante misure idrometriche effettuate proprio in corrispondenza della sezione di presa (come spiegato al 3.1.1.1), è la seguente:

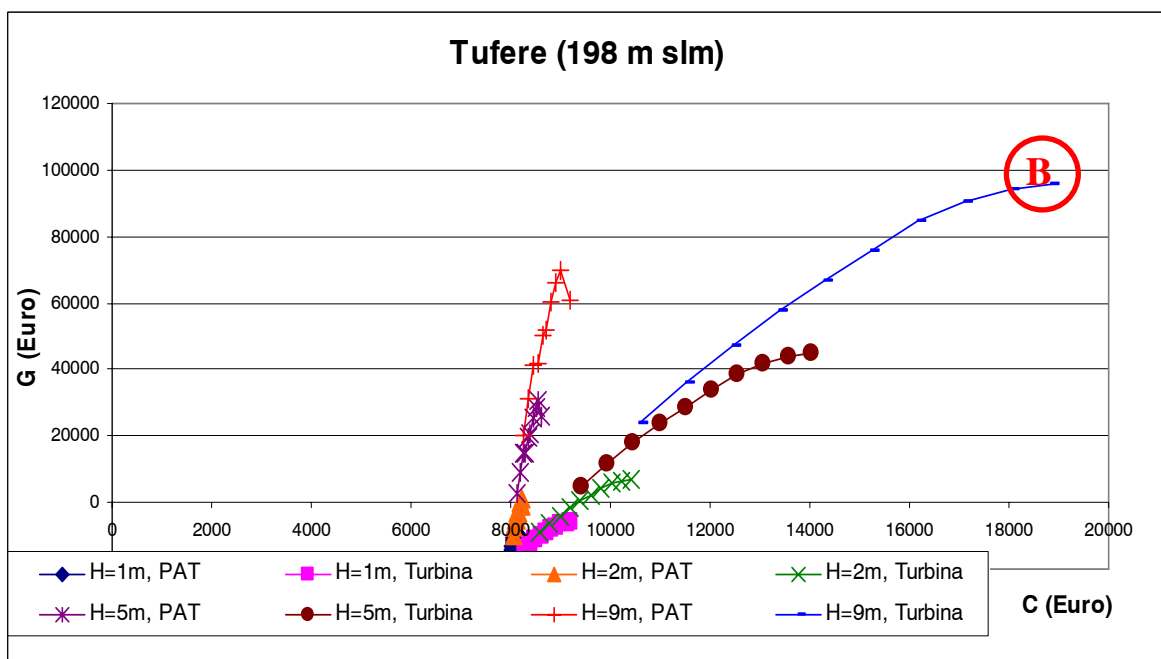
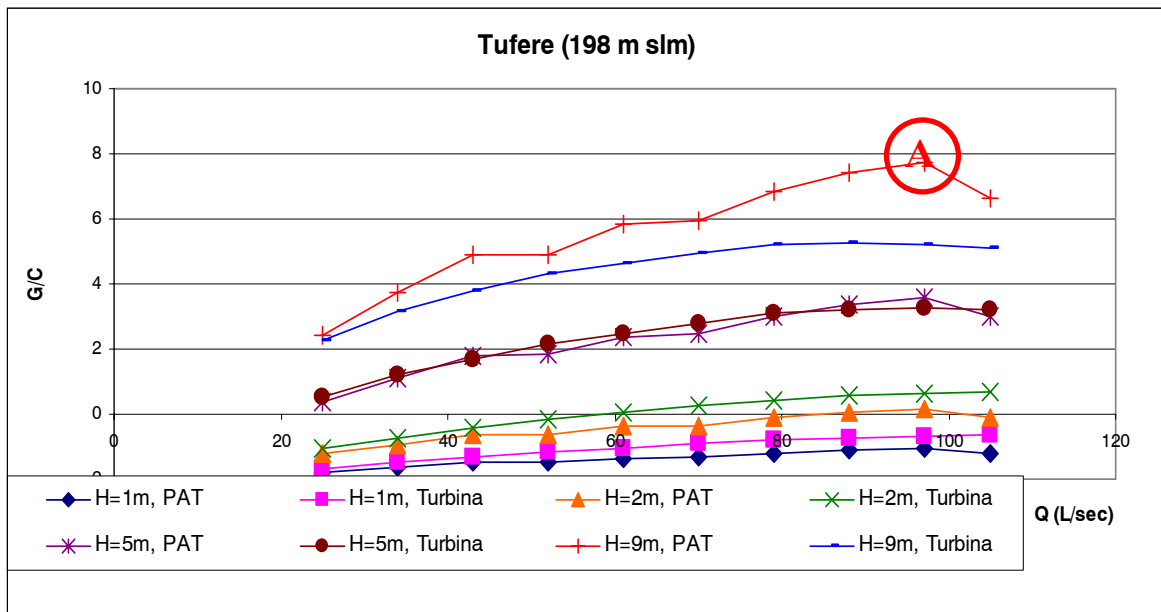


Durata (gg)	Qnat (L/sec)
360	32
320	35
280	41
240	60
200	88
160	92
120	97
80	109
40	116
0	117

Il DMV in questo caso è pari a 11,1 L/sec.

Si riportano di seguito la tabella e i grafici che permettono il confronto delle varie ipotesi di progetto. Al solito, le colonne azzurre sono relative all'uso di PAT, mentre quelle nere sono relative all'uso di micro turbine o coclee e le due soluzioni individuate sono quella che massimizza il rapporto G/C (riportata in rosso) e quella per la quale è raggiunto il valore massimo ottenibile per G (evidenziata in giallo).

		Q <sub>max</sub> (L/sec)									
		25		34		43		52		61	
H = 1 m	P (kW)	0.2207	0.2207	0.3	0.3002	0.38	0.38	0.459	0.459	0.539	0.539
	E <sub>annua</sub> (kWh)	1295.4	1504.3	1666	1934.2	1876	2331	2043	2707	2102	3042
	C (Euro)	8028.7	8286.9	8039	8390.2	8049	8494	8060	8597	8070	8700
	G (Euro)	-14254	-13823	-13043	-12507	-12357	-11302	-11819	-10165	-11634	-9161
H = 2 m	P (kW)	0.4415	0.4415	0.6	0.6004	0.759	0.759	0.918	0.918	1.077	1.077
	E <sub>annua</sub> (kWh)	2590.7	3008.6	3331	3868.4	3753	4662	4085	5413	4203	6084
	C (Euro)	8057.4	8573.9	8078	8780.5	8099	8987	8119	9194	8140	9400
	G (Euro)	-10008	-9146	-7585	-6515	-6215	-4103	-5137	-1831	-4769	177.9
H = 5 m	P (kW)	1.1036	1.1036	1.501	1.5009	1.898	1.898	2.296	2.296	2.693	2.693
	E <sub>annua</sub> (kWh)	6476.8	7521.5	8328	9670.9	9382	11654	10214	13533	10509	15211
	C (Euro)	8143.5	9434.7	8195	9951.2	8247	10468	8298	10984	8350	11501
	G (Euro)	2730	4886.1	8786	11463	12213	17491	14907	23173	15828	28195
H = 9 m	P (kW)	1.9865	1.9865	2.702	2.7017	3.417	3.417	4.132	4.132	4.847	4.847
	E <sub>annua</sub> (kWh)	11658	13539	14990	17408	16887	20978	18385	24359	18915	27379
	C (Euro)	8258.2	10582	8351	11512	8444	12442	8537	13372	8630	14301
	G (Euro)	19714	23595	30616	35433	36783	46285	41632	56512	43291	65551
		70		79		88		97		105	
H = 1 m	P (kW)	0.618	0.618	0.697	0.6975	0.777	0.777	0.856	0.856	0.927	0.927
	E <sub>annua</sub> (kWh)	2390.7	3377.8	2668	3699.2	2850	3911	2982	4064	2689	4150
	C (Euro)	8080.3	8803.4	8091	8906.7	8101	9010	8111	9113	8121	9205
	G (Euro)	-10691	-8157	-9788	-7199	-9195	-6602	-8772	-6202	-9747	-6009
H = 2 m	P (kW)	1.2361	1.2361	1.395	1.395	1.554	1.554	1.713	1.713	1.854	1.854
	E <sub>annua</sub> (kWh)	4781.5	6755.6	5335	7398.4	5701	7823	5963	8128	5378	8301
	C (Euro)	8160.7	9606.9	8181	9813.5	8202	10020	8223	10227	8241	10410
	G (Euro)	-2882	2186.5	-1076	4101.2	109.7	5295	956.2	6096	-994.8	6483
H = 5 m	P (kW)	3.0902	3.0902	3.487	3.4875	3.885	3.885	4.282	4.282	4.635	4.635
	E <sub>annua</sub> (kWh)	11954	16889	13338	18496	14251	19557	14908	20320	13444	20752
	C (Euro)	8401.7	12017	8453	12534	8505	13050	8557	13567	8603	14026
	G (Euro)	20546	33216	25060	38003	28024	40988	30140	42989	25263	43957
H = 9 m	P (kW)	5.5623	5.5623	6.277	6.2774	6.993	6.993	7.708	7.708	8.343	8.343
	E <sub>annua</sub> (kWh)	21517	30400	24008	33293	25652	35203	26835	36576	24199	37354
	C (Euro)	8723.1	15231	8816	16161	8909	17090	9002	18020	9178	18846
	G (Euro)	51782	74589	59909	83205	65244	88579	69053	92181	60180	93922



**Ipotesi A:**

Salto = 9 metri  
 Portata massima = 97 L/sec  
 Potenza installata = 7,7 kW  
 Macchina installata = Pompa reversibile  
 Costo dell'investimento = 9000 Euro  
 Produzione annua di energia = 26800 kWh  
 $G = (26800 * 0,22 - 700) * 15 - 9000 = 69000$  Euro

Rapporto G/C = 7,7

**Ipotesi B:**

Salto = 9 metri  
 Portata massima = 105 L/sec  
 Potenza installata = 8,3 kW  
 Macchina installata = Turbina Banki-Michell  
 Costo dell'investimento = 18800 Euro  
 Produzione annua di energia = 37350 kWh  
 $G = (37350 * 0,22 - 700) * 15 - 18800 = 93900$  Euro

Rapporto G/C = 5,0

### 3.1.3 – Conclusioni

L'analisi condotta ha dunque portato all'individuazione di alcuni siti potenzialmente adatti a sopportare un micro impianto idroelettrico. Si evidenziano alcuni aspetti di rilievo:

- è sempre risultato conveniente sfruttare il massimo salto disponibile;
- è sempre risultata conveniente una portata di dimensionamento relativamente alta, comunque molto prossima alla portata media mensile massima.

In sostanza, per i casi visti risultano privilegiate le soluzioni che prevedono un impianto di fatto sovradimensionato per la maggior parte dell'anno, con potenze installate alte in relazione alle possibili scelte progettuali. Ciò non deve sorprendere, poiché in impianti di potenza limitata, come nei casi analizzati, la voce di spesa principale nella realizzazione degli stessi è quella dovuta ai costi fissi (opere civili, posa delle tubazioni) che come tali non dipendono dalla potenza installata.

Altri aspetti da evidenziare sono i seguenti:

- le ipotesi progettuali di tipo "A" (che presentano il maggior rapporto guadagni/costi al 15° anno) prevedono l'utilizzo di *pompe reversibili*, che costano mediamente 10 volte meno rispetto alle turbine o alle coclee, ma garantiscono rendimenti minori e campi di funzionamento limitati;
- le ipotesi progettuali di tipo "B" prevedono l'impiego di macchine idrauliche convenzionali, più costose delle PAT ma più efficienti;
- le ipotesi progettuali di tipo "B" nella maggior parte dei casi prevedono un investimento iniziale doppio – triplo rispetto alle ipotesi progettuali di tipo "A";
- le ipotesi progettuali di tipo "B" garantiscono un guadagno maggiore di circa il 50% rispetto alle soluzioni di tipo "A" al 15° anno;

Siccome i costi di investimento delle ipotesi individuate non sono proibitivi (inferiori ai 30000 euro), appare consigliabile preferire le soluzioni di tipo "B", che rappresentano secondo l'opinione di chi scrive investimenti più interessanti poiché più remunerativi. Fa ovviamente eccezione il caso di Valle Rongaglie, per il quale le due soluzioni coincidono.

Si riassumono i dati principali delle soluzioni individuate:

		Potenza installata (kW)	Macchina	Investimento ( )	Guadagno al 15° anno ( )
<b>TROBIOLO</b> 270 m slm		8,8	Turbina Banki Michell	19500	100600
<b>ROVINA</b> 250 m slm		9,3	Turbina Banki Michell	24000	97800
<b>TUFERE</b>	198 m slm	8,3	Turbina Banki Michell	18800	93900
	210 m slm	7,6	Turbina Banki Michell	24800	71200
<b>VALLE RONGAGLIE</b> 255 m slm		3,9	Turbina Banki Michell	17100	29900

Il fatto che in tutti i casi analizzati si sia individuato il solito tipo di macchina idraulica non deve sorprendere: ad ogni macchina corrisponde un campo di impiego ottimale, e, dal momento che i casi analizzati presentano caratteristiche di potenza installata, salto e portata sfruttata sensibilmente prossime tra loro, è logico attendersi che la macchina idraulica che meglio si presta ad essere impiegata sia la solita per tutti i siti.

Si ricorda che i risultati ottenuti sono orientativi, poiché dipendono in larga misura dalle ipotesi fatte sui costi di realizzazione e di manutenzione.

## 3.2 – Comune di Zeri: contesto territoriale

Il territorio comunale di Zeri, come meglio spiegato nel seguito, rappresenta un contesto ottimale per la realizzazione di mini e micro impianti idroelettrici, sia per l'elevata piovosità della zona (l'altezza annua di pioggia si aggira attorno ai 1700 – 1800 mm), sia per l'acclività del suolo, che permette di sfruttare salti elevati. Le informazioni di seguito riportate in parte sono tratte dai documenti redatti dall'Autorità di Bacino Interregionale del Fiume Magra, di volta in volta citati, in parte sono note a chi scrive per conoscenza diretta, acquisita nel corso di numerosi sopralluoghi.

Zeri si trova in provincia di Massa Carrara, più precisamente nell'alto bacino del Fiume Magra, del quale segue un breve inquadramento<sup>a</sup>.

Il fiume Magra nasce dal Monte Borgognone a quota 1400 m slm e sfocia nel mar Tirreno a Bocca di Magra dopo aver percorso 62 km; il suo bacino è compreso tra 44°02' e 44°28' di latitudine nord e tra 2° 12' e 3° di longitudine ovest rispetto al meridiano di M. Mario. Ha una superficie di 1.698,5 Km<sup>2</sup> ed un perimetro di 238,2 Km. Confina:

- a nord: con il bacino del Po;
- a ovest: con i bacini liguri del Graveglia – Entella e del Gromolo – Petronio;
- a sudovest: con i bacini dello spezzino costiero;
- a sud: con il Mar Tirreno;
- a sudest: con le Alpi Apuane e con i bacini dei T. Carrione e Frigido;
- a est: con l'Appennino Tosco Emiliano e con il bacino del Fiume Serchio.

Il crinale che delimita il margine orientale del bacino passa per vette comprese tra i 1.700 e i 1.900 m (Sagro, Grondilice, Pizzo D'Uccello per le Apuane; Alto, Acuto, Malpasso, Sillara, Matto, Brusa, Marmagna e Orsaro per l'Appennino), climaticamente risente anche di vette esterne molto vicine e ancora più alte come il Pisanino (1.946 m) e l'Alpe di Succiso (2.017 m). Notevolmente meno elevato è il crinale spartiacque verso nord – nordovest, ovest e ancor più quello verso sudovest. Le vette maggiori si raggiungono nei massicci arenacei del M. Gottero (1.639 m) e del M. Zatta (1.404 m), attraverso il M. Zuccone (1.423 m), ma tutto il crinale tra il Vara e il versante dei correvi minori di Deiva – Framura, Bonassola, Levante, Cinque Terre – La Spezia non raggiunge nemmeno i 900 metri e si attesta, prevalentemente, su i 600 – 700 metri. I passi che lo mettono più facilmente in comunicazione con i territori padani confinanti hanno altitudini comprese tra i 1.261 m del Passo del Cerreto e i 950 m del Passo tra Cassego e la Val di Taro, attraverso i 1.039 m del Passo della Cisa e i 1.055 m del Passo di Cento Croci. Come accennato, sono più bassi i passi verso i territori confinanti a ovest e sudovest, a partire dal Passo di Velva (536 m), o il Passo del Bracco (586 m).

I principali ambiti geografici e socio – culturali del bacino del Fiume Magra sono riconducibili ai seguenti:

- AREA 1: Lunigiana (alta valle del Magra in territorio toscano) a NE;
- AREA 2: Val di Vara, principale affluente del Magra, a NW (territorio ligure);
- AREA 3: bassa Val di Magra, a valle della confluenza Magra – Vara e fino allo sbocco al mare (territorio ligure per la quasi totalità).

---

<sup>a</sup> La descrizione che segue è stata tratta dal Piano Stralcio d'Assetto Idrogeologico redatto a cura dell'Autorità di Bacino Interregionale del Fiume Magra, al quale si rimanda per approfondimenti ulteriori.

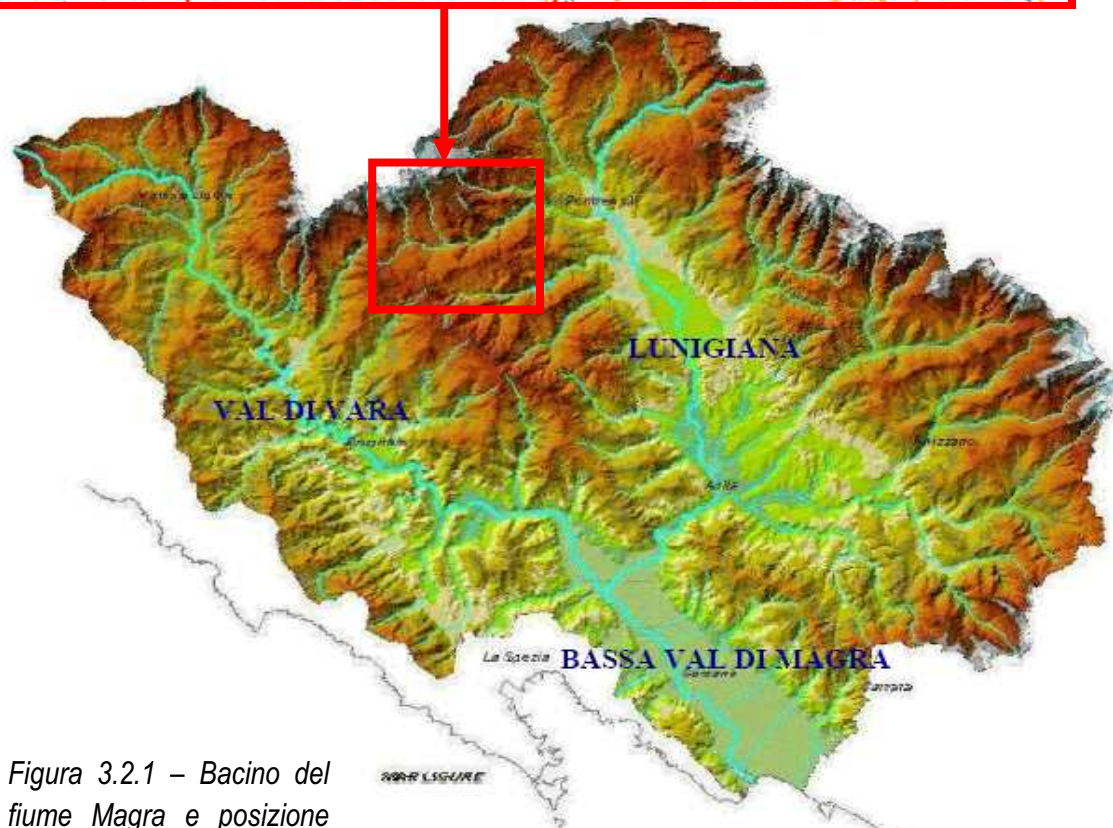


Figura 3.2.1 – Bacino del fiume Magra e posizione area di studio

Il comune di Zeri è situato nell'alta Lunigiana, come mostrato in figura 3.2.1, pertanto ci si limita qui ad elencare le principali caratteristiche dell'area 1.

I rilievi della Lunigiana sono rappresentati dall'Appennino tosco-emiliano, nella sua parte iniziale, dalle Alpi Apuane a sud est e dall'Appennino ligure a sud ovest; tra questi rilievi sono poste le fosse tettoniche del Magra. Il rilievo dell'Appennino tosco-emiliano passa da terreni arenaici a formazioni argillo-calcaree e calcareo-marmose, fino a raggiungere i depositi lacustri pliocenici ed i terrazzi fluviali. Il rilievo dell'Appennino ligure è costituito da formazioni sedimentarie e calcareo-marmose, o in certi casi, da rocce verdi (serpentine, diabasi, ofioliti). In questa sezione l'asta principale del fiume Magra riceve un numero elevato d'affluenti caratterizzati da superfici drenate significative a scala di bacino (Aulella, 317,6 km<sup>2</sup>; Taverone, 87,2 km<sup>2</sup>; Verde, 68 km<sup>2</sup>; Bagnone, 59 km<sup>2</sup>; Gordana 50 km<sup>2</sup>); o in ogni caso rilevanti (Caprio, Civiglia, Teglia, Magriola, Mangiola, Osca, ed altri con bacini tra i 40 e i 20 km<sup>2</sup>), disposti nel loro assieme con una marcata dissimmetria ben giustificata dall'importanza e altitudine dei rilievi dai quali scendono: ampi e addirittura amplissimi gli affluenti di sinistra della parte terminale (Aulella e Taverone, in particolare), meno ampi quelli della parte alta; ampi gli affluenti di destra della parte apicale (Magriola, Verde e Gordana), meno quelli della parte terminale (Osca, Penolo, Cisolagna).

Questo primo ambito, dell'alto e medio Magra in relazione ai dati validi alla sezione d'interesse d'Albiano (kmq 970), posta a 40 m s.l.m., distante 3,7 km dalla confluenza e 19,4 km dalla foce, può essere caratterizzato da:

- un afflusso meteorico medio di 1707 mm/anno (vedasi figura 3.2.2<sup>a</sup>, nella quale è evidenziata anche l'area di studio),
- un deflusso naturale medio nell'anno stimato in  $1391,68 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ , e da un deflusso reale stimato in  $1181,05 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ ;
- una temperatura media annua di 12,9° C;
- un fattore di forma di 1,27;
- un coefficiente orografico di 320 m<sup>2</sup>/km<sup>2</sup>;
- una percentuale di superficie boscata pari al 76% della superficie drenata.

Scendendo nello specifico del Comune di Zeri, si andranno a descrivere le peculiarità del territorio di interesse ai fini dello sfruttamento idroelettrico: regime delle portate, zone franose, vincoli territoriali specifici, impianti preesistenti, altre specificità locali.

Per quanto riguarda il regime delle portate, sono disponibili i dati idrometrici riferiti alle seguenti stazioni di misura (vedi figura 3.2.3):

- Magra a Piccatello (1);
- Magra a Calamazza (2);
- Vara a Naseto (3);
- Bagnone a Bagnone (4);
- Aulella a Soliera (5).

---

<sup>a</sup> La carta è stata tratta dallo "STUDIO PER LA DEFINIZIONE DEL BILANCIO IDRICO ED IDROGEOLOGICO DEL BACINO DEL FIUME MAGRA" redatto a cura dell'Autorità di Bacino Interregionale del Fiume Magra e del Dipartimento di Scienze della Terra dell'Università di Siena.



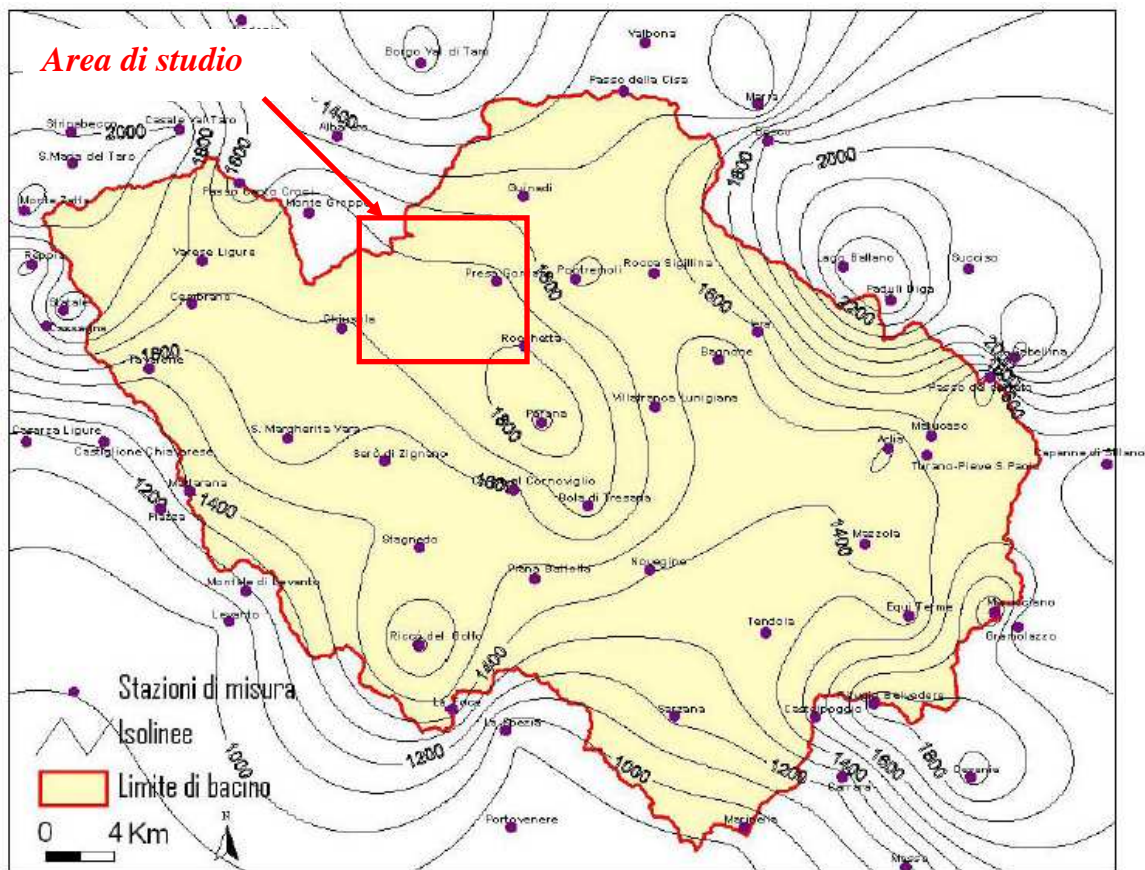


Figura 3.2.2 – Carta delle isoiete medie annue

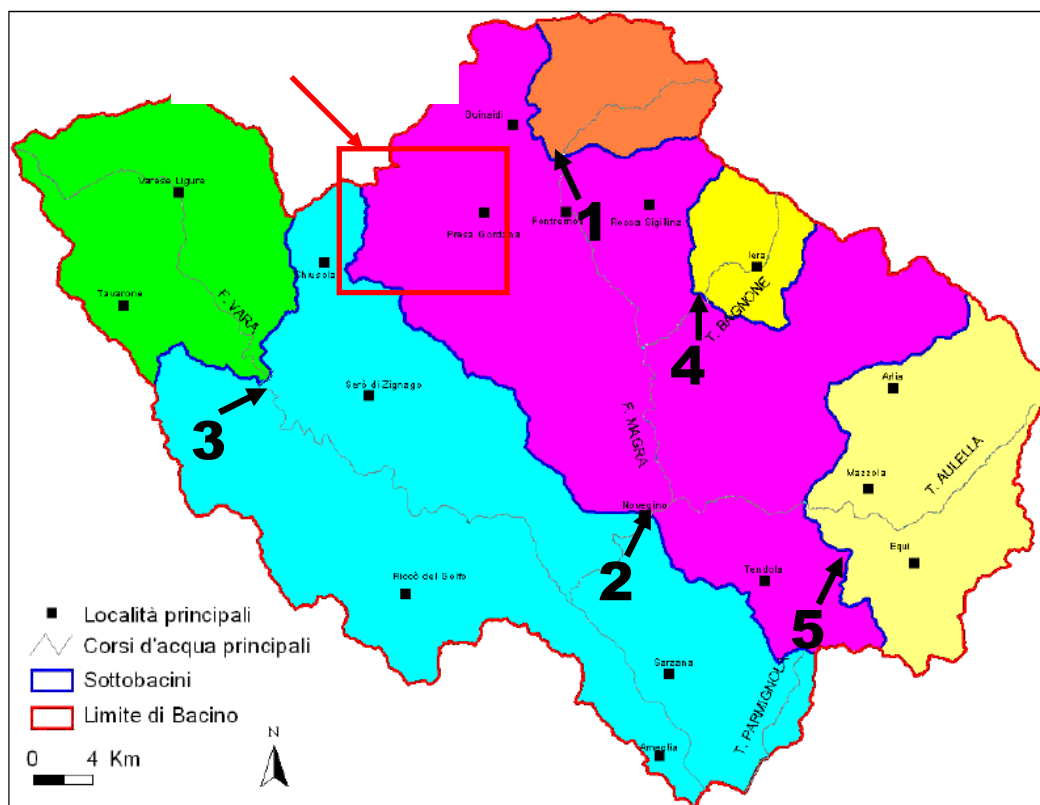


Figura 3.2.3 – Carta delle stazioni idrometriche

Si ritiene che il regime delle portate nella zona di interesse sia paragonabile a quello che si ha alle stazioni 1 e 4, che sottendono bacini con caratteristiche analoghe (quota media) all'area di studio. Le due stazioni, al di là dei valori di portata, mostrano un andamento simile, con un massimo autunnale, uno primaverile leggermente meno marcato ed un minimo estivo (figure 3.2.4 e 3.2.5).

#### DEFLUSSI

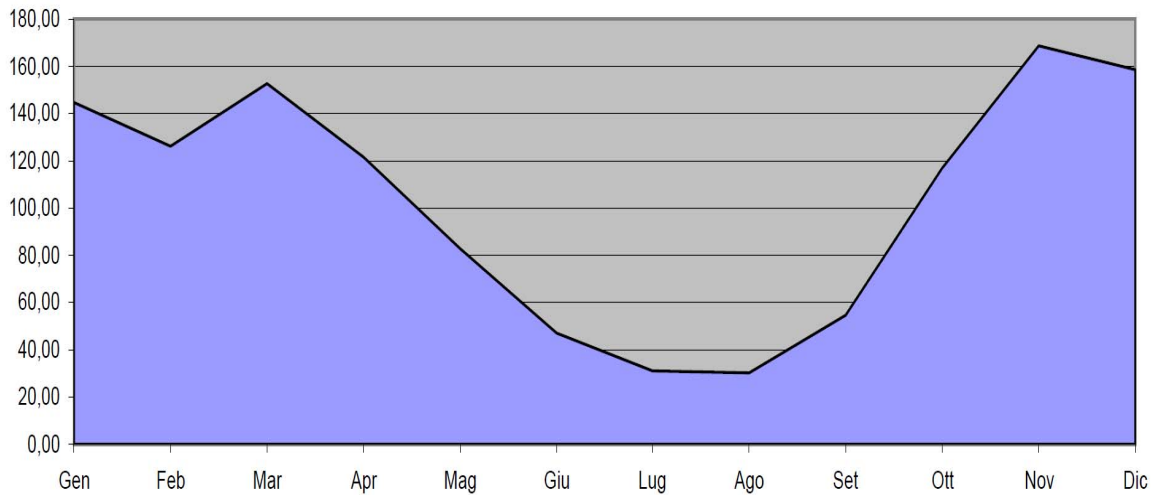


Figura 3.2.4 – Magra a Piccatello

#### DEFLUSSI

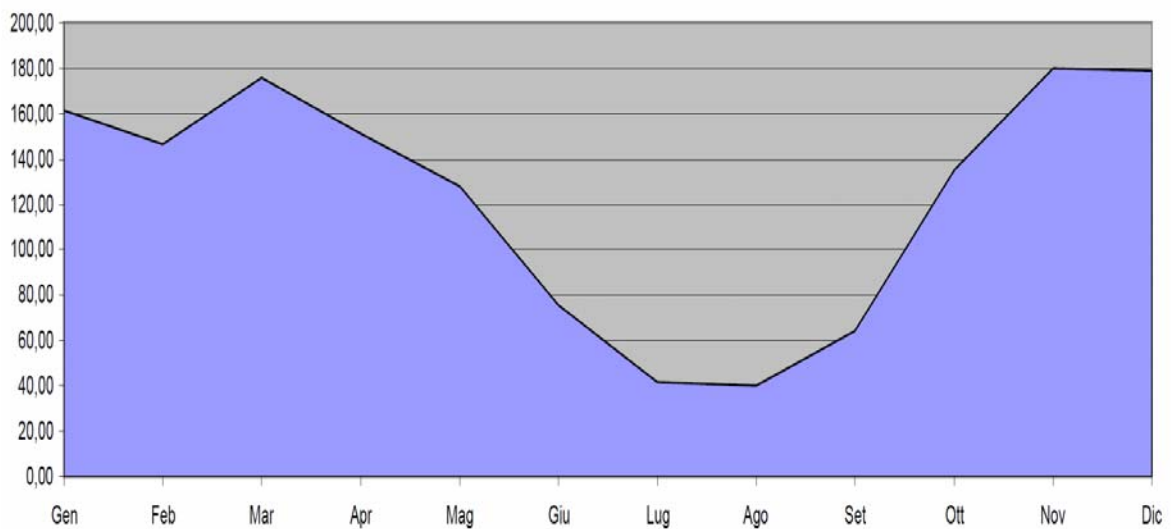


Figura 3.2.5 – Bagnone a Bagnone

Essendo l'area di studio soggetta a nevicate nei mesi invernali e primaverili, abbastanza persistenti da consentire l'attività sciistica (è presente il piccolo impianto di Zum Zeri), ci si attende un regime più regolare, con massimi e minimi meno accentuati: questo rappresenta un vantaggio ai fini dello sfruttamento idroelettrico. Più problematica risulta invece la situazione geomorfologica: le strade sono sovente interrotte per frane, e i pendii, una volta abbondantemente coltivati o adibiti a pascolo (rinomata è la pecora zerasca, la cui carne di agnello, ormai difficile da trovare nei supermercati o nei ristoranti al di fuori

della zona di provenienza, è presidio slow food), oggi sono perlopiù abbandonati, non più tenuti stabili dal lavoro dell'uomo.

Un qualsiasi impianto idroelettrico deve essere posizionato interamente al di fuori delle aree classificate come “zone a rischio geomorfologico elevato o molto elevato”, non solo per ragioni di buon senso, ma anche per disposizione dell'AdB del Fiume Magra. La perimetrazione di tali zone è segnalata sulla cartografia messa a disposizione dall'AdB sul sito [www.adbmagra.it](http://www.adbmagra.it) (comune di Zeri: fogli 233010, 233020, 233030, 233050, 233060, 233100). Le zone maggiormente problematiche sono le seguenti:

- abitati di Patigno e Val di Termine, lungo la strada provinciale N.66, bacino del Torrente Fiume (foglio 233020);
- località Roncacci e villaggio degli Aracci, nei pressi dei confini nord del comune di Zeri, in quella zona confinante con il comune di Pontremoli e con la Regione Emilia Romagna, bacino del torrente Fiume (foglio 233020);
- abitato di Noce, lungo la strada provinciale N.66, bacino del Torrente Gordana (foglio 233060);
- abitato di Coloretta e San Lorenzo, lungo la strada provinciale N.36, bacino del Torrente Gordana (foglio 233060);
- abitati di Chioso e Valle, lungo la strada provinciale N.36, bacino del Torrente Teglia (foglio 233060);
- la maggior parte del territorio compreso nel foglio 233110, Calzavitello e dintorni, bacini dei torrenti Moriccio e Adelano.

Si fa comunque presente che è sempre consigliabile non affidarsi completamente alla cartografia e verificare di persona le condizioni del territorio sul quale si vuole realizzare un'opera, poiché sovente zone con evidenti problemi di dissesto idrogeologico non sono segnalati sulle carte, specialmente se non si trovano in prossimità di qualche abitato. Si fa presente ad esempio come la zona di Bosco di Rossano, da sempre sede di frane e smottamenti ed evacuato a seguito dei dissesti causati dall'alluvione del 25 ottobre 2012, non sia segnalata come zona a rischio idrogeologico.

Altri vincoli da tenere presenti sono quelli legati alla tutela dell'ambiente. Il bacino del Magra comprende al suo interno zone soggette a tutela specifica (Parco Nazionale dell'Appennino Tosco Emiliano, Parco Regionale delle Alpi Apuane); benché Zeri non ricada all'interno di nessuna di queste zone, sono presenti sul territorio comunale Siti di Interesse Comunitario (SIC), individuati nell'ambito del progetto BioItaly, e in generale corsi d'acqua dichiarati indisponibili per nuove derivazioni. L'elenco dei tratti indisponibili e la cartografia con la mappa dei SIC e dei SIR (Siti di Interesse Regionale, non presenti nel comune zerasco) sono reperibili sul sito dell'AdB; in particolare l'elenco dei tratti indisponibili e i requisiti per ottenere una deroga si trovano sul *Piano stralcio Tutela dei Corsi d'Acqua Interessati da Derivazioni*.

Per quanto riguarda il territorio zerasco, i tratti indisponibili sono:

- Torrente Gordana e tratti terminali dei suoi affluenti, nel tratto compreso tra gli abitati di Noce e Cavezzana Gordana;
- Torrente Adelano (o Gottero).

Bisogna infine tenere conto degli impianti preesistenti o già autorizzati, poiché esiste una densità massima ammissibile per gli impianti idroelettrici: *il tratto di alveo, di lunghezza*

pari alla distanza  $D$  tra l'opera di presa e la restituzione, posto a valle del punto di restituzione delle acque di una derivazione ad uso non irriguo deve restare, di norma, esente da derivazioni. Lo stesso criterio deve risultare rispettato anche per nuove derivazioni ad uso non irriguo da realizzare a monte di una derivazione esistente. Qualora una delle due derivazioni abbia una portata massima derivabile superiore a 5.000 l/sec la lunghezza di tale tratto va posta pari al doppio della distanza  $D$  tra l'opera di presa e la sua restituzione<sup>a</sup>. È possibile andare in deroga, aumentando considerevolmente il DMV, di una quantità che dipende dalla lunghezza delle derivazioni dei due impianti contigui, come spiegato nel Piano Stralcio Tutela dei Corsi d'Acqua Interessati da Derivazioni – Relazione Generale.

Questo vincolo è forse il più problematico, poiché non esiste un elenco ufficiale, liberamente consultabile, degli impianti già esistenti, e soprattutto non esiste un elenco delle derivazioni già autorizzate ma non ancora realizzate, quindi non riscontrabili mediante sopralluoghi. Inoltre, la situazione è in continua evoluzione: in Lunigiana negli ultimi 4 -5 anni si è verificata una vera e propria proliferazione di impianti idroelettrici, che sta ormai raggiungendo anche luoghi sconosciuti e isolati come Zeri. Una volta individuato un sito interessante è quindi necessario verificare l'eventuale presenza di derivazioni preesistenti o già autorizzate, sia mediante sopralluoghi sia informandosi negli uffici di competenza (AdB, Ufficio Tecnico del Comune, Ufficio Difesa Del Suolo della Provincia di MS). Si riportano di seguito le derivazioni già esistenti o già autorizzate delle quali chi scrive ha notizia:

- impianto Idroelettrico di Rocchetta e Teglia, Edison. Due delle captazioni dell'impianto sono all'interno del territorio di interesse: presa sul torrente Betigna (371.25 m slm), diga di Giaredo sul torrente Gordana (362.00 m slm);
- impianto denominato "Betigna" sul torrente Betigna, Ovadiprogetti;
- impianto denominato "Zeri" sul torrente Fiume, Italbrevetti.

Le derivazioni elencate sono riportate in figura 3.2.6.

Va segnalata la presenza un po' su tutto il territorio di vecchi mulini, perlopiù ridotti a rudere, che testimoniano come l'acqua dei torrenti sia da sempre sfruttata in questa zona, soprattutto per macinare castagne. Un censimento effettuato nel 1995 ha quantificato in 47 i mulini ad acqua un tempo funzionanti in tutto il territorio comunale<sup>b</sup>.

Questo dato è interessante ai fini dello sfruttamento idroelettrico non solo per la possibilità di sfruttare opere idrauliche già esistenti (per la verità solitamente piuttosto malridotte), ma anche perché la riattivazione di derivazioni relative a vecchi mulini è ammessa in deroga ad eventuali vincoli esistenti. Le derivazioni ottenute in virtù della suddetta deroga sono soggette ad alcune limitazioni, soprattutto devono avere come finalità principale quella della macinazione, ma è ammessa anche la produzione di energia elettrica (*Piano Stralcio Tutela dei Corsi d'Acqua Interessati da Derivazioni – Norme di Attuazione*).

In un territorio come quello zerasco, a prevalenza montuosa, bisogna infine avere sempre presente le condizioni della viabilità: un sito potenzialmente molto produttivo, può diventare economicamente sconveniente se non esiste una strada che arriva nelle strette

---

<sup>a</sup> Piano Stralcio Tutela dei Corsi d'Acqua Interessati da Derivazioni – Norme di Attuazione.

<sup>b</sup> Cfr *La Pietra e l'Acqua – i mulini della Lunigiana*, Comunità Montana della Lunigiana, Sagep Editrice, Genova.

vicinanze della presa e della centrale, specialmente per micro impianti. Si fa presente che molto spesso a Zeri, laddove non esiste una strada, nemmeno sterrata, non è neppure possibile realizzarla ad hoc, anche se ne valesse la pena, a causa della conformazione del territorio (a meno di non voler realizzare viadotti o altre costose infrastrutture).

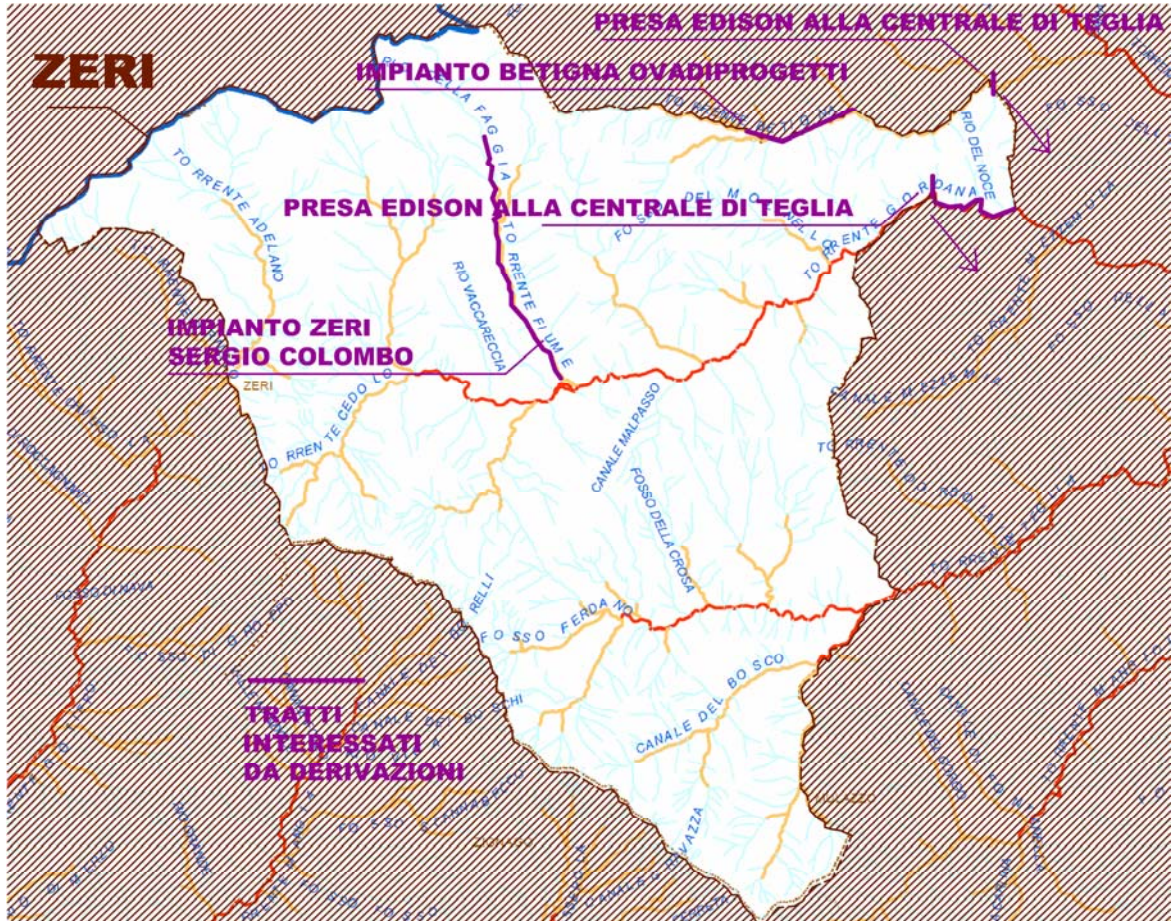


Figura 3.2.6 – Alcune derivazioni già esistenti nell'area di studio

Le strade infine sono spesso interrotte per frane, a volte per mesi: anche questo fattore va tenuto presente nella scelta di un sito, poiché le frane possono rendere inaccessibile un impianto idroelettrico proprio nella brutta stagione, durante la quale può verificarsi qualche intoppo (ad esempio, il torrente in piena può trasportare rami e foglie che intasano la presa) che, se non tempestivamente risolto, costringe al fermo impianto proprio in un momento in cui la potenza a disposizione è massima.

### 3.2.1 – Caratteristiche dei torrenti dell'area

I torrenti dell'area hanno caratteristiche marcatamente variabili l'uno dall'altro: si passa da alvei profondamente scavati nella roccia, a torrenti a fondo instabile, fortemente imbrigliati, ad altri ancora, con pendenze meno marcate e fondovalle più ampio. Sono riportate a titolo di esempio alcune fotografie (fotografie 3.2.1.1, 3.2.1.2, 3.2.1.3)



*Fotografia 3.2.1.1 – Briglie sul torrente Adelano, valle di Adelano*



*Fotografia 3.2.1.2 – Alveo del torrente Teglia, valle di Rossano*



*Fotografia 3.2.1.3 – Stretti di Giaredo lungo il torrente Gordana, valle del Gordana*

Da un punto di vista idrologico i corsi d'acqua zeraschi sono tutti a carattere torrentizio, con portate marcatamente variabili nel corso dell'anno. La variabilità è meno marcata per i bacini situati verso NW, dove le quote sono più alte e l'innervamento delle cime più persistente. Ferma restando la necessità di verificare mediante sopralluoghi le caratteristiche del corso d'acqua di

interesse, si può pensare di dividere i torrenti zeraschi in tre categorie, a seconda della valle nella quale scorrono.

#### Valle di Adalano.

In questa valle si trovano il torrente Adalano (o Gottero) ed i suoi affluenti. Questi torrenti sono quelli i cui bacini sono maggiormente innevati. I letti dei fiumi sono generalmente accessibili, sia per l'esistenza di numerose vecchie strade cantonali, sia perché qui il bosco è tenuto abbastanza pulito dagli ultimi abitanti del luogo, che vi raccolgono le castagne per macinarle negli ultimi mulini ad acqua di Zeri ancora funzionanti. Gli alvei hanno una pendenza elevata, ciò ha reso necessaria un'intensa opera di imbrigliamento su gran parte dei torrenti della valle. Il contesto sarebbe ottimale per l'inserimento di impianti idroelettrici (forte innervamento, pendenze elevate, possibilità di sfruttare briglie preesistenti, vicinanza di centri abitati per usufruire dell'allaccio alla rete elettrica nazionale) se non fosse per i vincoli ambientali: non solo il maggiore torrente della valle è interdetto a nuove derivazioni, ma praticamente tutta la valle è soggetta a frane; la maggior parte del territorio è classificato come zona a rischio geomorfologico elevato o molto elevato, pertanto **non si ritiene idonea al vantaggioso inserimento di impianti idroelettrici.**

L'unica eventualità ritenuta percorribile resta quella di riattivare uno dei vecchi mulini posti lungo l'Adelano, nelle modalità prescritte dall'AdB, come spiegato al 3.2. Tale possibilità, come già spiegato, è subordinata al vincolo di utilizzare la derivazione prevalentemente per la macinazione, quindi non verrà presa in esame nel presente studio.

#### Valle di Rossano.

In questa valle si trovano il torrente Teglia ed i suoi affluenti. Le pendenze degli alvei in questa valle sono meno marcate, il che rende necessario insistere su tratti di alvei più lunghi a parità di salto, ma d'altra parte rende meno problematica l'esecuzione delle opere di cantiere, inoltre fa sì che l'alveo dei torrenti sia generalmente accessibile. L'accessibilità è inoltre facilitata dall'abbondante rete sentieristica TL (Trekking Lunigiana) e dalla rete viaria che un tempo collegava i mulini della zona: è questa infatti la valle zerasca per la quale è documentata una maggiore abbondanza di queste opere; è noto agli studiosi della zona e agli amanti del genere il "sistema dei mulini di Teglia" e il "sistema dei mulini di Bosco di Rossano", vere e proprie borgate di mulini collegati dalla solita gora, che avanzava per decine e decine di metri parallelamente al torrente prima di gettarvisi. Questa circostanza ha fatto sì che oggi alcuni dei corsi d'acqua della valle siano costeggiati per lunghezze considerevoli da strade, talvolta carrabili, con tutti i vantaggi che ne conseguono. Il problema principale in questa valle è la scarsa presenza di centri abitati e la conseguente onerosità dell'allaccio alla rete elettrica nazionale. Si ritiene comunque possibile il vantaggioso inserimento di micro impianti idroelettrici per la disponibilità di vie d'accesso, utili anche per farvi correre le condotte. I corsi d'acqua ritenuti più interessanti sono quelli meglio serviti dalle strade:

- **Canale del Bosco**, costeggiato da strada carrabile per i suoi 1500 m terminali circa per 110 m di dislivello;
- **Torrente Moretta**, costeggiato da strada carrabile per i suoi 2100 m terminali circa per 100 m di dislivello;
- **Torrente Orsara**, che nasce dalla confluenza dei due sopraccitati ed è costeggiato da sentiero, non carrabile, fino allo sbocco nel Teglia (lunghezza tratto costeggiato dal sentiero 1100 m circa per 70 m di dislivello). Il sentiero, che passa a mezza costa 20 – 30 m più alto del torrente può essere utile per un sopralluogo, ma non è utilizzabile per le operazioni di cantiere. Il punto in cui nasce è invece raggiungibile in auto su strada sterrata.

#### Valle del Gordana

In questa valle si trovano il Gordana e i suoi affluenti. I corsi d'acqua di questa vallata, compreso un lungo tratto del torrente Gordana, scorrono per la maggior parte profondamente incassati nell'arenaria, con fondovalle molto stretti, difficilmente raggiungibili anche a piedi. Le pendenze sono molto elevate e i bacini scolanti ampi: le potenzialità, ai fini dello sfruttamento idroelettrico, sono elevate (infatti gli impianti ad oggi realizzati o autorizzati sono situati soprattutto in questa zona), ma la convenienza della realizzazione di un eventuale impianto è fortemente legata all'accessibilità del sito e alla possibilità di realizzare la posa in opera delle tubazioni.



Per quanto detto, si ritiene interessante la possibilità di realizzare impianti pressoché puntuali nei pressi dei punti in cui i corsi d'acqua sono attraversati dalla rete stradale (di solito viadotti): la pendenza elevata permette infatti di sfruttare salti considerevoli anche mantenendo presa e rilascio vicini alla sezione dell'attraversamento. In questo caso la necessità di realizzare sopralluoghi è evidente: è indispensabile verificare la possibilità di scendere dal viadotto individuato fin nell'alveo del fiume (eventualità affatto scontata, dal momento che nella zona si trovano viadotti che sovrastano di diversi metri il corso d'acqua sottostante, proprio per la conformazione degli alvei già descritta).

Si fa presente che la parte più accidentata della vallata (tratto del Gordana a valle dell'abitato di Noce e tratto terminale dei suoi affluenti) non sarebbe in ogni caso utilizzabile, poiché soggetta a vincoli ambientali. I corsi d'acqua più interessanti per portata ed accessibilità (Fiume e Betigna) sono invece già sfruttati.

Nella valle del Gordana è stato individuato, come possibile sito per un micro impianto:

- **Canale dei Rumori**, attraversato dalla strada provinciale N.66 ("Ponte dei Rumori"). Il viadotto passa 9-10 metri sopra al corso d'acqua, ma è presente una strada sterrata (carrabile) che scende nel letto del fiume. Questo corso d'acqua è quasi ovunque stretto e incassato, tranne che per il tratto che va dal viadotto fino a 25 – 30 m di dislivello più a monte: in tale tratto può essere vantaggiosamente inserito un micro impianto. Tale impianto non è in conflitto con i vincoli ambientali, che vietano le derivazioni di questo torrente nel tratto posto *a valle* del Ponte dei Rumori (cosa che sarebbe comunque sconveniente per via della conformazione dell'alveo in tale tratto).

Si sottolinea il carattere puramente indicativo della suddivisione effettuata: ogni corso d'acqua ha le sue peculiarità che vanno determinate caso per caso, peculiarità che non solo cambiano da un corso d'acqua all'altro, ma anche da una sezione all'altra del medesimo torrente.

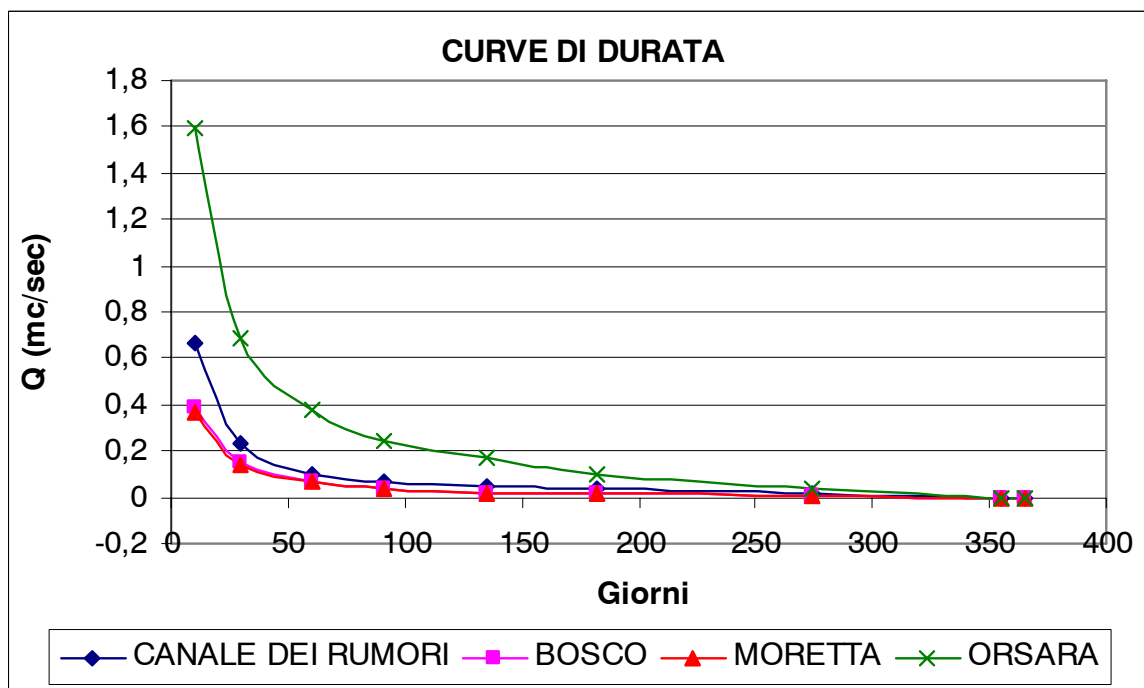
Inoltre, il piccolo elenco di siti individuati non ha la pretesa di essere completo: ci si è qui limitati a gettare uno sguardo sul territorio zerasco, andando ad individuare alcune delle possibili potenzialità di sfruttamento idroelettrico offerte.

Come verrà spiegato al 3.2.2, è stata fatta un'ipotesi progettuale per ciascuno dei torrenti individuati. Si anticipano di seguito i dati principali di ogni impianto necessari al calcolo del DMV:

	H	Quota presa	Quota rilascio	Distanza presa rilascio
Canale dei Rumori	25 m	635 m slm	610 m slm	200m
Canale del Bosco	110 m	525 m slm	500 m slm	1500m
Torrente Moretta	100 m	525 m slm	500 m slm	2100m
Torrente Orsara	25 m	500 m slm	475 m slm	625m

### 3.2.1.1 - Curve di durata

L'AdB Magra ha negli ultimi anni messo a punto il programma "MOBIDIC", il quale fornisce, per una sezione qualsiasi di un qualsiasi corso d'acqua interno al bacino del Magra, alcuni dati di interesse, tra cui la curva di durata delle portate e la superficie del bacino scolante. MOBIDIC lavora elaborando i dati relativi alle principali caratteristiche di interesse del bacino, tra cui: un modello digitale del terreno, i dati pluviometrici e idrometrici raccolti negli anni dalle stazioni di misura presenti sul territorio, informazioni diffuse circa la permeabilità del suolo. È possibile conoscere la curva di durata relativa ad una qualsiasi sezione facendone richiesta all'AdB. Per le sezioni individuate al precedente paragrafo, le informazioni fornite dall'AdB sono le seguenti:



		CANALE DEI RUMORI	BOSCO	MORETTA	ORSARA
		<b>Q (mc/sec)</b>			
<b>Durata</b>	10	0,67	0,39	0,37	1,59
	30	0,23	0,15	0,14	0,69
	60	0,1	0,07	0,07	0,38
	91	0,07	0,04	0,04	0,24
	135	0,05	0,02	0,02	0,17
	182	0,04	0,02	0,02	0,1
	274	0,02	0,01	0,01	0,04
	355	0	0	0	0
	365	0	0	0	0
		<b>S (kmq)</b>			
		3,64	2,64	2,50	8,6
		<b>H<sub>med</sub> (m slm)</b>			
		990	850	880	850
		<b>Q<sub>med</sub> (mc/sec)</b>			
		0,09	0,05	0,05	0,24

### 3.2.1.2 - Deflusso Minimo Vitale

L'Autorità di Bacino Interregionale del Fiume Magra indica per il calcolo del DMV<sup>a</sup>:

$$DMV = Sup_{\text{bacino}} \cdot R_{\text{specifico}} \cdot P \cdot A \cdot Q_B \cdot Q_R \cdot N \cdot G \cdot L_{7,5} + M_{10}$$

Dove:

- Sup<sub>•bacino</sub>** [km<sup>2</sup>] = superficie del bacino sotteso dalla derivazione;  
**R<sub>specifico</sub>** [L/sec kmq] = portata minima assoluta di rilascio unitaria;  
**P** [-] = coefficiente che tiene conto delle precipitazioni nel bacino sotteso alla derivazione;  
**A** [-] = coefficiente che tiene conto dell'altitudine media del bacino;  
**Q<sub>B</sub>** [-] = coefficiente che tiene conto della qualità biologica delle acque nel tratto compreso tra la derivazione e la restituzione;  
**N** [-] = coefficiente che tiene conto della naturalità del tratto compreso tra la derivazione e la sezione di restituzione;  
**Q<sub>R</sub>** [-] = coefficiente che tiene conto dell'inquinamento delle acque imputabile alla presenza dell'opera;  
**G** [-] = coefficiente che tiene conto della geomorfologia dell'alveo;  
**L<sub>7,5</sub>** [-] = coefficiente che tiene conto della distanza tra l'opera di presa e il punto di restituzione delle acque;  
**M<sub>10</sub>** [L/sec] = fattore di modulazione della portata, che tiene conto delle naturali variazioni di portata.

Tale formula deriva dallo sviluppo del modello proposto dal gruppo di lavoro dell'Autorità di bacino del Po per i corsi d'acqua della Valtellina ( $DMV = Sup_{\text{bac}} \cdot R_{\text{spec}} \cdot P \cdot A \cdot Q_B \cdot N$ ), in quanto permette di tenere conto di diversi fattori (precipitazioni, altitudine, qualità del corso d'acqua, valore naturalistico) e possiede pertanto la necessaria flessibilità per adattarsi alle specifiche situazioni locali. Inoltre, per rispondere alla necessità di assicurare il regime naturale delle variazioni di portata e di tener conto di alcune caratteristiche dell'impianto e dell'ambiente nel quale si inserisce sono stati introdotti nella formula originaria sopra indicata quattro fattori aggiuntivi ( $Q_R$ ,  $G$ ,  $L_{7,5}$  e  $M_{10}$ ). I suddetti fattori si calcolano come segue:

#### Sup<sub>bacino</sub> (Bacino sotteso)

Area del bacino sotteso (kmq)	Sup <sub>•bacino</sub>
Canale dei Rumori	<b>3,64</b>
Canale del Bosco	<b>2,64</b>
Moretta	<b>5,96</b>
Orsara	<b>8,60</b>

#### R<sub>specifico</sub> (Rilascio specifico)

Per ogni sezione del Bacino del Fiume Magra pari a **1,6 (l/sec · kmq)**

<sup>a</sup> Piano Stralcio Tutela dei Corsi d'Acqua Interessati da Derivazioni

### Fattore P (Precipitazioni)

Precipitazioni medie bacino sotteso alla derivazione (mmH <sub>2</sub> O)	Fattore P
<1200	<b>1</b>
1200-1400	<b>1,2</b>
1400-1600	<b>1,4</b>
1600-1800	<b>1,6</b>
>1800	<b>1,8</b>

Per l'area di studio **P = 1,6** (vedi figura 3.2.2)

### Fattore A (Altitudine)

Altitudine media bacino (metri s.l.m.)	Fattore A		H <sub>med</sub>
0-400	<b>1,2</b>	Canale dei Rumori	990 m slm
400-600	<b>1</b>	Canale del Bosco	850 m slm
600-800	<b>1,1</b>	Moretta	880 m slm
>800	<b>1,2</b>	Orsara	850 m slm

Pertanto, per tutti i corsi d'acqua in esame si ha **A = 1,2**

### Fattore Q<sub>B</sub> (Qualità biologica del corso d'acqua)

Classe di qualità biologica (metodo IBE)	Fattore Q <sub>B</sub>
1° (non inquinato)	<b>1</b>
2° (leggermente inquinato)	<b>1,1</b>
3° (inquinato)	<b>1,2</b>
4° (nettamente inquinato)	<b>1,3</b>
5° (fortemente inquinato)	<b>1,4</b>

Si noti che questa scala impone maggiori rilasci alle derivazioni di acque inquinate. Ciò non deve sorprendere in quanto:

- la protezione degli ambienti di pregio naturalistico (solitamente con acque di buona qualità) viene affidata al fattore N;
- la prescrizione di rilasci più elevati per acque più inquinate mira a garantire sufficienti condizioni di diluizione degli inquinanti presenti;
- tale prescrizione può agire da stimolo ad azioni di risanamento e di mantenimento della qualità delle acque, col duplice vantaggio di associare un miglioramento ecologico ad un incremento produttivo (più migliora la qualità delle acque, più acqua è possibile derivare).

La determinazione dell'Indice Biotico Esteso (IBE) è stato effettuato per alcune sezioni del Bacino del Fiume Magra, secondo quanto riportato dall'AdB nel suo rapporto sullo *Stato di Qualità Ambientale delle Acque*.

I risultati ottenuti per le sezioni monitorate sono riassunti in figura 3.2.1.2.1.

Come si può vedere, le 4 possibili sezioni di presa individuate (segnate in rosso) sono tutte a monte di sezioni per le quali è stato determinato un indice IBE di I classe.

Nella ragionevole ipotesi che il livello di inquinamento di un corso d'acqua aumenti scendendo verso valle, e in considerazione del fatto che il territorio zerasco è scarsamente abitato e privo di insediamenti produttivi, si può assumere per le sezioni di interesse un indice IBE di I classe, pertanto, salvo analisi più approfondite  $Q_B = 1$

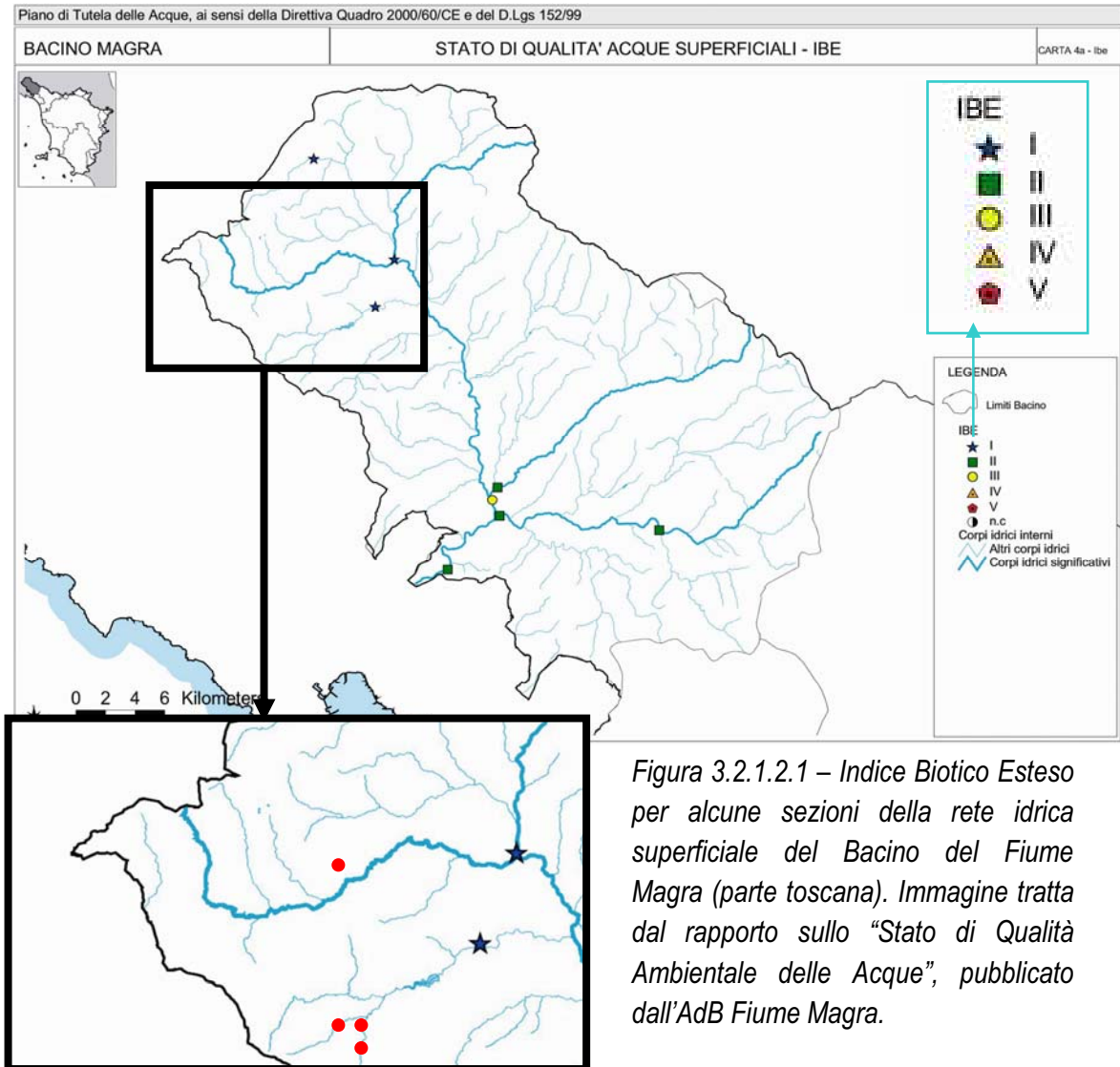


Figura 3.2.1.2.1 – Indice Biotico Esteso per alcune sezioni della rete idrica superficiale del Bacino del Fiume Magra (parte toscana). Immagine tratta dal rapporto sullo “Stato di Qualità Ambientale delle Acque”, pubblicato dall’AdB Fiume Magra.

### Fattore $Q_R$ (Qualità delle acque restituite)

L’Autorità competente al rilascio delle concessioni di derivazione e alla vigilanza sulle stesse stabilisce, in funzione del tipo di utilizzo delle acque derivate, l’opportunità di prescrivere o meno un programma di controlli analitici e, in caso affermativo, ne prescrive il tipo e la frequenza.

Le analisi vengono effettuate su campioni di acqua prelevati a monte dell’opera di presa e alla restituzione delle acque derivate.

Il livello di inquinamento espresso dai macrodescrittori<sup>a</sup> fornisce il fattore  $Q_R$ :

<sup>a</sup> Secondo i criteri stabiliti nel D.Lgs. 152/99

Peggioramento registrato (n° di livelli di inquinamento)	Fattore $Q_R$
0	<b>1</b>
1	<b>1,2</b>
2	<b>1,4</b>
3	<b>1,6</b>
4	<b>1,8</b>

Per la valutazione dello stato chimico vengono presi in considerazione i microinquinanti inorganici e organici. Sulla base dei risultati viene espresso un giudizio di stato chimico buono, scadente o pessimo. Il valore di  $Q_R$  ricavato dai macrodescrittori va moltiplicato per 1,5 nel caso di giudizio scadente e per 2 nel caso di giudizio pessimo.

È da considerare che le derivazioni idroelettriche possono causare un incremento del livello di inquinamento essenzialmente in quanto la riduzione dei deflussi amplifica l'impatto ambientale esercitato dagli scarichi dannosi nei corsi d'acqua, sia riducendo la capacità diluitoria, sia riducendo il potere depurante. Tuttavia, non essendo i torrenti in esame interessati da scoli inquinanti in misura rilevante (la zona, come già accennato, è scarsamente abitata e priva di insediamenti produttivi), si può ragionevolmente ritenere che le derivazioni oggetto di studio non innalzeranno sensibilmente il livello di inquinamento del corso d'acqua:  $Q_R = 1$

#### Fattore N (Naturalità)

Il fattore N è chiaramente finalizzato a garantire una maggiore protezione degli ambienti (corso d'acqua e territorio circostante) caratterizzati da elevata naturalità e impone quindi rilasci più elevati alle derivazioni che interessano le aree di maggior pregio ambientale.

Indice di naturalità	Fattore N
1 → aree antropizzate fortemente compromesse	<b>1</b>
2 → aree antropizzate con possibilità di naturalizzazione	<b>1,15</b>
3 → aree naturali/seminaturali con evidenti interventi antropici	<b>1,30</b>
4 → aree naturali/seminaturali	<b>1,45</b>
5 → aree naturali di grande pregio	<b>1,60</b>

Per l'area interessata, al di fuori delle zone protette (SIC) può senz'altro assumersi:  $N = 1,45$

#### Fattore G (Geomorfologico) = 1

La riduzione della portata naturale conseguente ad una derivazione idrica esercita un impatto ambientale tanto più elevato quanto più l'alveo è largo e piatto; negli alvei stretti e con elevata profondità e pendenza delle sponde, inversamente, la riduzione di portata determina una riduzione contenuta della superficie bagnata. Per il momento, l'AdB ha deciso di non assegnare una scala di valori al fattore G (che assume quindi valore 1).

### Fattore $L_{7,5}$ (Lunghezza)

Questo fattore tiene conto della distanza tra l'opera di presa e il punto di restituzione delle acque, cioè della lunghezza del tratto di corso d'acqua che risente della sottrazione di portata. Una riduzione di portata, infatti, comporta comunque un impatto ambientale sul corso d'acqua; scopo di questo fattore è penalizzare le derivazioni che, restituendo le acque a lunga distanza, esercitano un impatto su tratti di alveo molto lunghi.

L'algoritmo prescelto per il calcolo del fattore  $L_{7,5}$  comporta un aumento del 7,5% della portata da rilasciare in alveo per ogni km di distanza (D) tra presa e rilascio (misurata lungo l'asta fluviale):

Lunghezza presa-restituzione	<b>Fattore <math>L_{7,5}</math></b>
Aumento dei rilasci del 7,5% per ogni km di distanza (D) tra presa e restituzione all'alveo delle acque derivate	<b><math>1 + (D \cdot 0,075)</math></b>

	<b>D (km)</b>	<b>Fattore <math>L_{7,5}</math></b>
Canale dei Rumori	<b>0,2</b>	<b>1,015</b>
Canale del Bosco	<b>1,5</b>	<b>1,113</b>
Moretta	<b>2,1</b>	<b>1,158</b>
Orsara	<b>0,625</b>	<b>1,047</b>

### Fattore $M_{10}$ (Modulazione di portata)

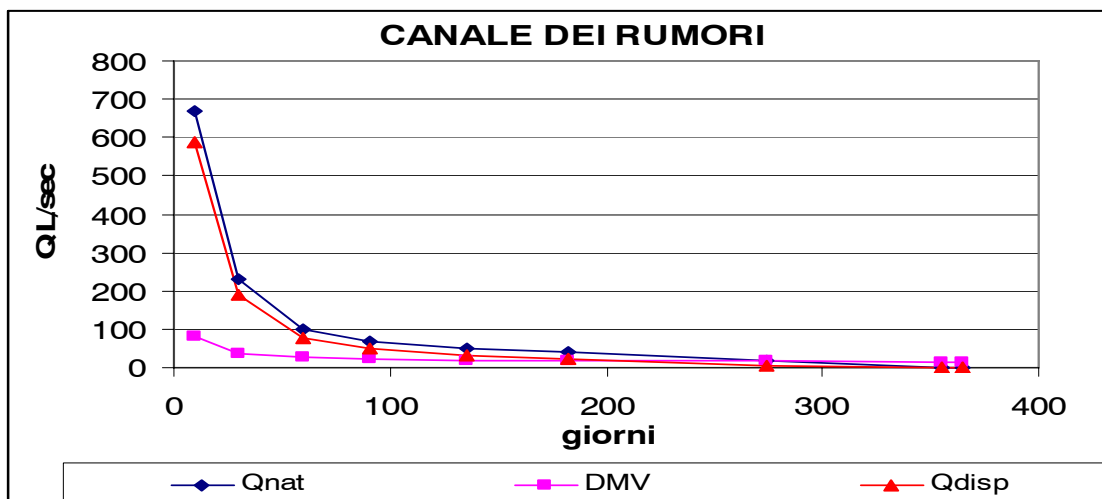
L'introduzione di questo fattore risponde all'esigenza ecologica di garantire all'alveo almeno una modesta percentuale delle variazioni di portata che caratterizzano il regime idrologico naturale e che influenzano i cicli biologici degli organismi acquatici e della vegetazione spondale. A differenza degli altri fattori – che sono tutti moltiplicativi – il fattore  $M_{10}$  è additivo.

Modulazione di portata	<b>Fattore <math>M_{10}</math></b>
10% della differenza tra portata e DMV senza modulazione	<b><math>M_{10} = 0,1 \cdot (Q_{\text{naturale}} - DMV_{\text{Non Modulato}})</math></b>

Si riportano le curve di durata al netto del DMV per le sezioni di interesse.

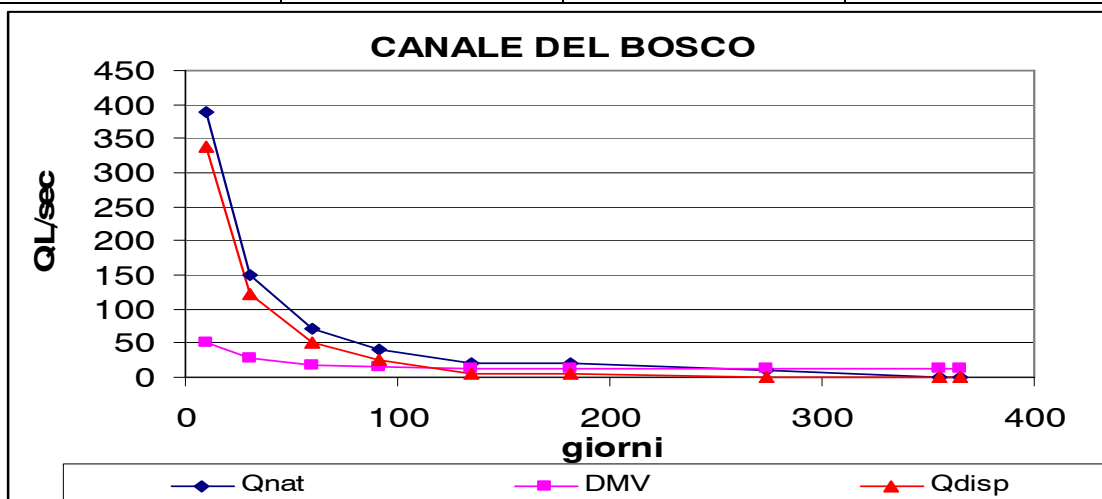
### Canale dei Rumori

Durata	$Q_{\text{nat}}$ (L/sec)	DMV (L/sec)	$Q_{\text{disp}}$ (L/sec)
10	670	82	588
30	230	38	192
60	100	25	75
91	70	22	48
135	50	20	30
182	40	19	21
274	20	17	3
355	0	15	0
365	0	15	0



Canale del Bosco

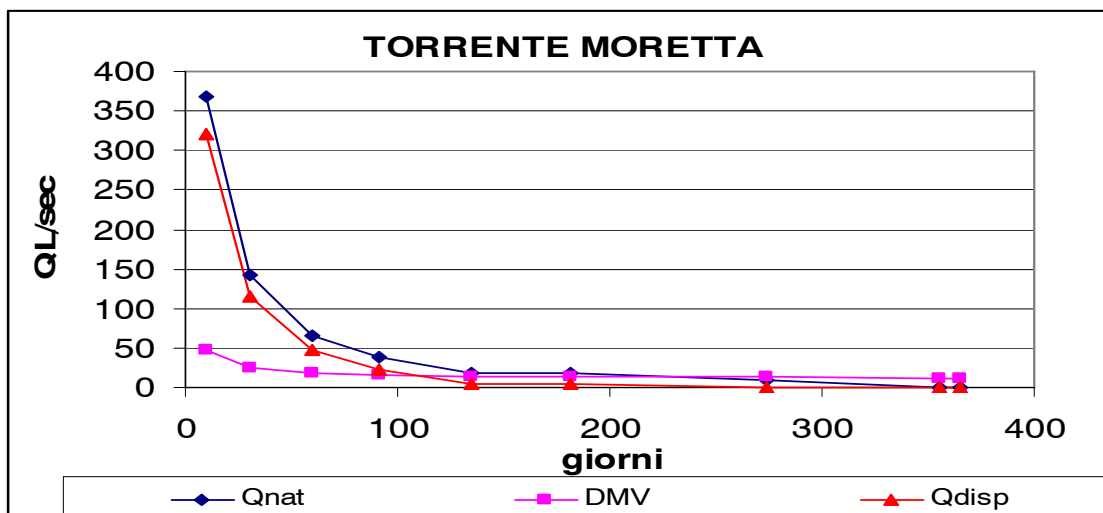
Durata	Q <sub>nat</sub> (L/sec)	DMV (L/sec)	Q <sub>disp</sub> (L/sec)
10	390	51	339
30	150	27	123
60	70	19	51
91	40	16	24
135	20	14	6
182	20	14	6
274	10	13	0
355	0	12	0
365	0	12	0



Torrente Moretta

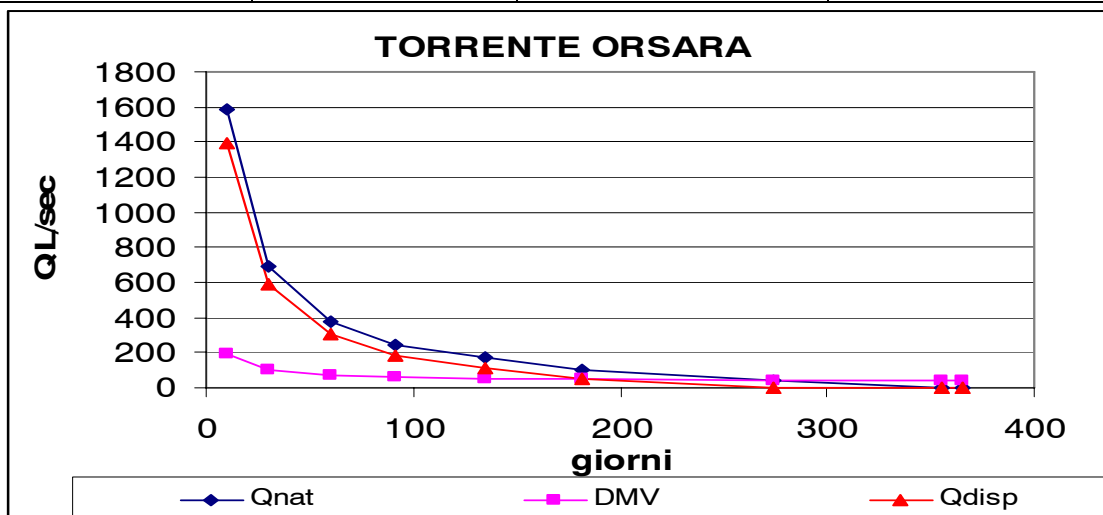
Durata	Q <sub>nat</sub> (L/sec)	DMV (L/sec)	Q <sub>disp</sub> (L/sec)
10	369	49	320
30	142	26	116
60	66	18	48
91	38	15	23
135	19	14	5
182	19	14	5
274	9	13	0
355	0	12	0
365	0	12	0





Torrente Orsara

Durata	$Q_{nat}$ (L/sec)	DMV (L/sec)	$Q_{disp}$ (L/sec)
10	1590	195	1395
30	690	105	585
60	380	74	306
91	240	60	180
135	170	53	117
182	100	46	54
274	40	40	0
355	0	36	0
365	0	36	0



### 3.2.2 – Siti potenzialmente interessanti

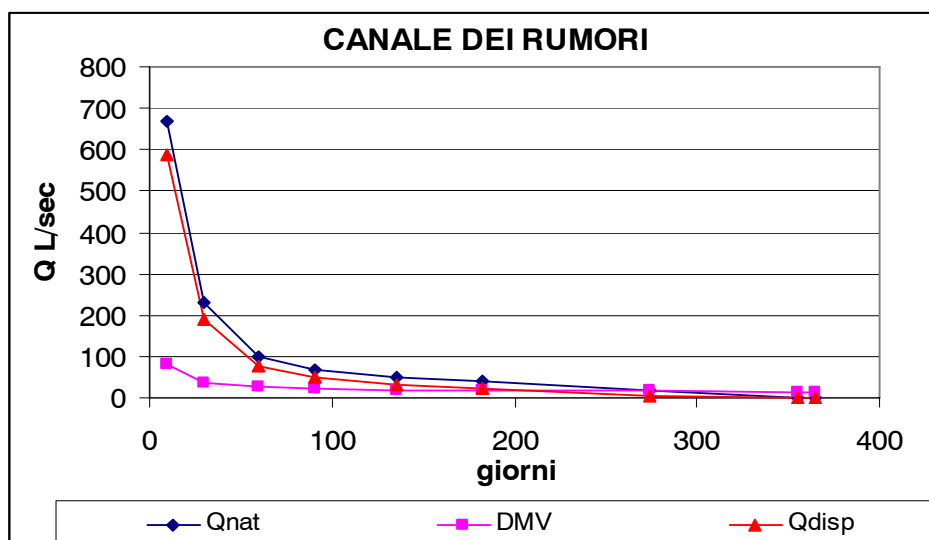
Si ravvisa la possibilità, per i quattro torrenti oggetto di studio, di realizzare vantaggiosamente micro impianti idroelettrici. I parametri di progetto per ogni sito saranno fissati sulla base di analisi tecniche ed economiche semplificate. Vengono fatte le solite ipotesi già elencate al 3.1.2 per lo studio di progetti nel comune di Pisogne, al quale si rimanda, con l'unica differenza che in questo caso il DMV è stato calcolato in modo rigoroso, come spiegato al 3.2.1.2. Per questi impianti tutte le opere sono da realizzare ex novo, pertanto si assumerà, come indicazione sul costo dell'impianto, lo specchio che segue, già utilizzato per lo studio dell'impianto su Rovina e Valle Rongaglie (3.1.2):

	P < 12,4 kW	P < 17,1 kW	17,1 kW < P < 100 kW
Turbina	C ( ) = 12000 + 1300 x P (kW)		C ( ) = 2000 x P (kW)
PAT	C ( ) = 12000 + 130 x P (kW)	C ( ) = 1100 x P (kW)	

Alla luce delle conclusioni tratte al 3.1.3 circa la convenienza di sfruttare il massimo salto disponibile, si analizzeranno soluzioni contemplanti salti anche molto elevati, laddove la viabilità e l'orografia del terreno lo consentano.

#### Sfruttamento del Canale dei Rumori nei pressi del Ponte dei Rumori (SP 66)

Un sopralluogo ha rilevato l'esistenza di una strada sterrata carrabile che dal Ponte dei Rumori porta, rimanendo all'incirca in quota, fino al letto del torrente. L'alveo è in questo tratto largo abbastanza da consentire i lavori. Sarà necessario prolungare la strada esistente fino alle sezioni di presa e di restituzione. Il tratto disponibile alla derivazione è quello segnalato in figura 3.2.2.1: non è possibile realizzare la presa più a monte o la restituzione più a valle a causa dell'orografia del terreno e dei vincoli ambientali. Tale tratto, lungo circa 200 m, interessa un salto di 25 m circa: in seguito verrà valutata la convenienza di sfruttare tale salto completamente o solo parzialmente. Il traliccio dell'alta tensione è posto a circa 500 m di distanza dal ponte; il collegamento non sembra eccessivamente oneroso, anche perché il percorso del cavidotto può utilmente seguire il tracciato della strada provinciale. La curva di durata in corrispondenza del ponte al netto del DMV, determinata al 3.2.1.2, è riportata di seguito.



Durata [gg]	10	30	60	91	135	182	274	355	365
Q <sub>disponibile</sub> [L/sec]	588	192	75	48	30	21	3	0	0

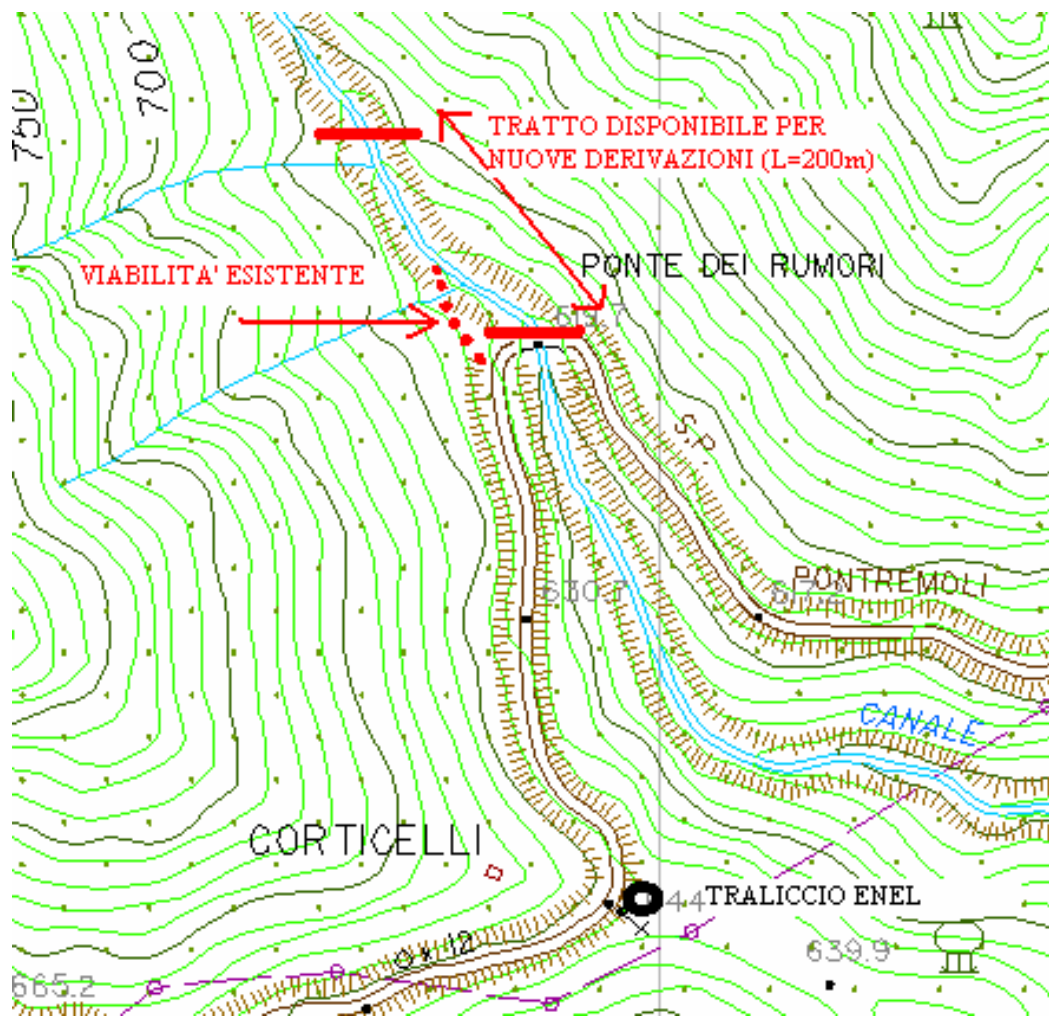


Figura 3.2.2.1 –Potenziale sito sul Canale dei Rumori (estratto CTR 1:10000)

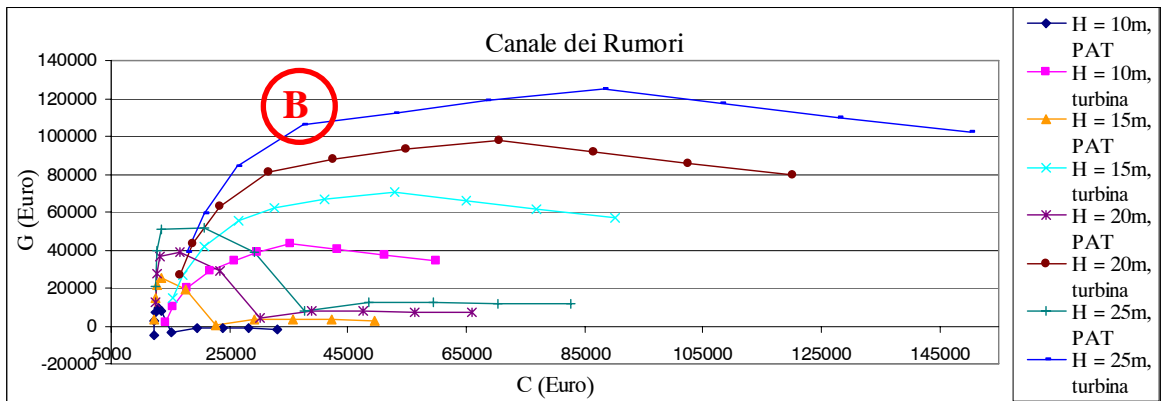
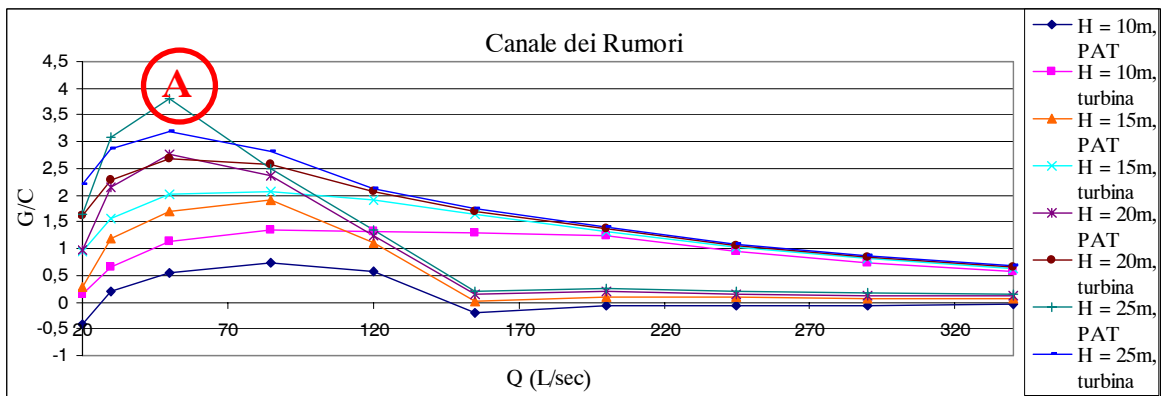
Di seguito si riporta il foglio di calcolo con i dati economici principali di ogni soluzione analizzata. Per ogni soluzione è stata assunta la curva di durata sopra riportata<sup>a</sup>. Per la lettura dei dati riportati di seguito vale quanto già precisato al 3.1.2, al quale si rimanda.

<sup>a</sup> Ciò a rigore non è corretto, in quanto:

- per  $H < 25$  m, diminuisce la distanza tra presa e rilascio e quindi il fattore  $L7.5$  del calcolo del DMV;
- al variare del salto di progetto cambia anche la posizione della presa e quindi il bacino scolante.

Le imprecisioni derivanti da tale semplificazione sono accettabili, poiché di entità non superiore a quelle non eliminabili (determinazione della posizione della presa sulla CTR, determinazione del salto di progetto, valutazione del rendimento dell'impianto, ...).

		Q <sub>max</sub> (L/sec)									
		340		290		245		200		155	
H = 10 m	P (kW)	30	30	26	26	22	22	18	18	14	14
	E <sub>annua</sub> (kWh)	12729	31821	11269	30126	9955	28600	8642	27074	6788	23981
	C (Euro)	33020	60037	28165	51208	23794	43262	19424	35316	15053	29790
	G (Euro)	-1515	34472	-1476	37707	-1442	40618	-1407	43529	-3154	38846
H = 15 m	P (kW)	45	45	38	38	32	32	26	26	21	21
	E <sub>annua</sub> (kWh)	19093	47731	16904	45189	14933	42900	12962	40612	10182	35971
	C (Euro)	49531	90056	42247	76812	35691	64893	29136	52974	22580	41055
	G (Euro)	2977	56957	3035	61810	3088	66177	3140	70544	519	67150
H = 20 m	P (kW)	60	60	51	51	43	43	35	35	27	27
	E <sub>annua</sub> (kWh)	25458	63642	22538	60251	19911	57200	17283	54149	13575	47961
	C (Euro)	66041	120074	56329	102416	47588	86524	38848	70632	30107	54740
	G (Euro)	7469	79443	7547	85913	7617	91736	7687	97559	4192	93033
H = 25 m	P (kW)	75	75	64	64	54	54	44	44	34	34
	E <sub>annua</sub> (kWh)	31822	79552	28173	75314	24888	71500	21604	67686	16969	59952
	C (Euro)	82551	150093	70411	128021	59485	108155	48560	88290	37634	68425
	G (Euro)	11962	101929	12059	110016	12146	117295	12234	124574	7865	118916
		120		85		50		30		20	
H = 10 m	P (kW)	11	11	8	8	4	4	3	3	2	2
	E <sub>annua</sub> (kWh)	9525	21311	10009	18641	9101	14678	7661	10975	5313	8170
	C (Euro)	13377	25773	12976	21756	12574	17739	12344	15443	12230	14296
	G (Euro)	7554	34052	9553	29259	6961	20200	2438	10273	-5195	2165
H = 15 m	P (kW)	16	16	11	11	7	7	4	4	3	3
	E <sub>annua</sub> (kWh)	14287	31966	15013	27961	13652	22018	11492	16462	7970	12255
	C (Euro)	17481	32660	13463	26634	12861	20608	12516	17165	12344	15443
	G (Euro)	19166	62329	25579	55138	21691	41550	14907	26659	3457	14498
H = 20 m	P (kW)	21	21	15	15	9	9	5	5	4	4
	E <sub>annua</sub> (kWh)	19049	42622	20017	37282	18203	29357	15323	21949	10627	16340
	C (Euro)	23309	42379	16510	31512	13148	23478	12689	18887	12459	16591
	G (Euro)	29055	87772	39047	81018	36421	62900	27376	43045	12109	26830
H = 25 m	P (kW)	26	26	19	19	11	11	7	7	4	4
	E <sub>annua</sub> (kWh)	23812	53277	25022	46602	22754	36696	19153	27436	13284	20425
	C (Euro)	29136	52974	20638	37523	13435	26347	12861	20608	12574	17739
	G (Euro)	38943	112340	51433	105764	51152	84250	39846	59431	20762	39163



**Ipotesi A:**

Salto = 25 metri  
 Portata massima = 50 L/sec  
 Potenza installata = 11 kW  
 Macchina installata = Pompa reversibile  
 Costo dell'investimento = 13400 Euro  
 Produzione annua di energia = 22800 kWh  
 $G = (22800 * 0,22 - 700) * 15 - 13400 =$   
 51200 Euro

Rapporto G/C = 3,8

**Ipotesi B:**

Salto = 25 metri  
 Portata massima = 85 L/sec  
 Potenza installata = 19 kW  
 Macchina installata = Turbina Banki-Michell  
 Costo dell'investimento = 37500 Euro  
 Produzione annua di energia = 46600 kWh  
 $G = (46600 * 0,22 - 700) * 15 - 37500 =$

106000 Euro

Rapporto G/C = 2,8

Sfruttamento del Canale del Bosco nei pressi della confluenza con il Torrente Moretta

Il Canale del Bosco può essere utilmente sfruttato per la produzione di energia idroelettrica grazie alla presenza di vecchie sterrate, rintracciabili anche in cartografia tecnica (figura 3.2.2.2). Si è individuata, in particolare, la strada che costeggia il canale e che prosegue fino a Montereaggio, nel comune di Mulazzo: le condotte, ove possibile, seguiranno il suo tracciato. La strada è di scarsa importanza, e in alcuni punti è instabile a causa dell'incuria, tuttavia, non essendo una strada cieca (collega gli abitati di Bosco e di Montereaggio, entrambi raggiunti da strade provinciali), una singola frana non pregiudica l'accessibilità del sito. Il Canale del Bosco ha un alveo abbastanza ampio da consentire l'esecuzione dei lavori di cantiere necessari all'esecuzione dell'impianto.

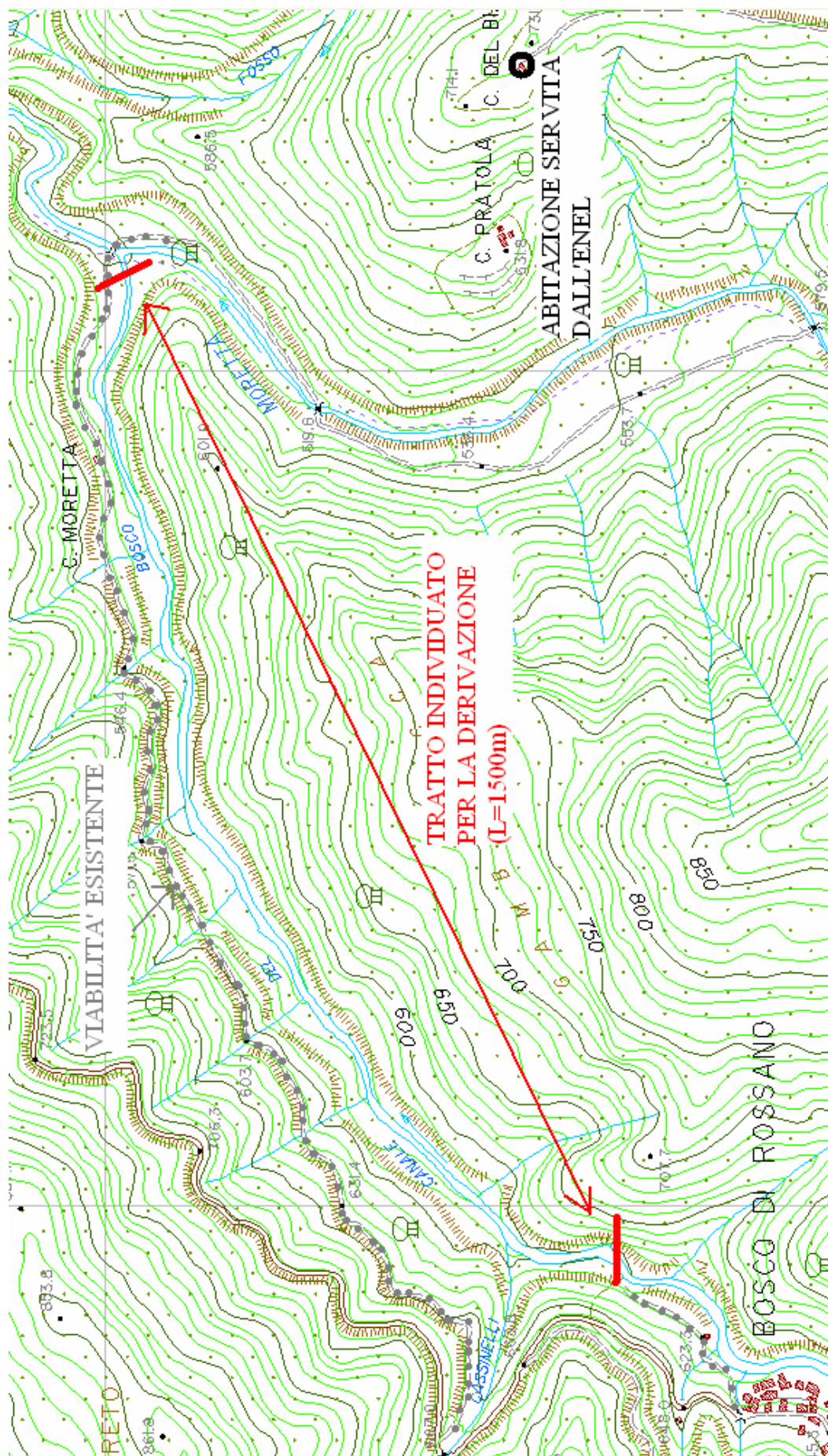
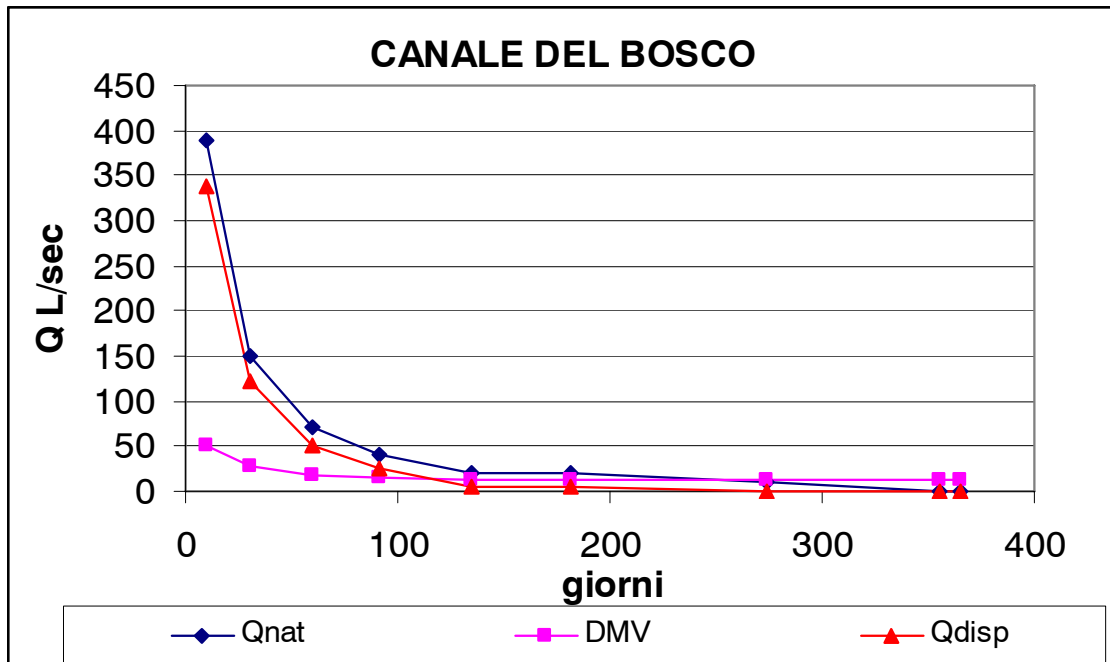


Figura 3.2.2.2 –Potenziale sito sul Canale del Bosco (estratto CTR 1:10000)

L'aspetto più problematico in questo caso sta nell'allaccio alla corrente elettrica: il cavo Enel più vicino passa a 500 m circa di distanza e a 230 m di dislivello dall'ipotetica centrale. Per di più, nessuna strada collega il sito della centrale e il punto di allaccio individuato, al di fuori di una mulattiera molto tortuosa non segnata sulle carte. Non è improbabile che il punto di allaccio più conveniente sia proprio l'abitato di Bosco di Rossano, a circa 1,5 km di distanza.

La curva di durata in corrispondenza della presa al netto del DMV, determinata al 3.2.1.2, è riportata di seguito<sup>a</sup>.



Durata [gg]	10	30	60	91	135	182	274	355	365
Q <sub>disponibile</sub> [L/sec]	339	123	51	24	6	6	0	0	0

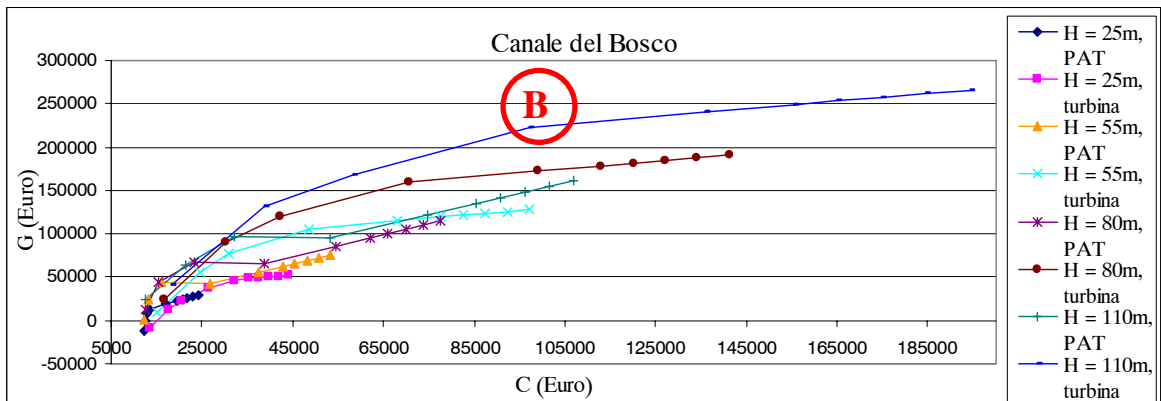
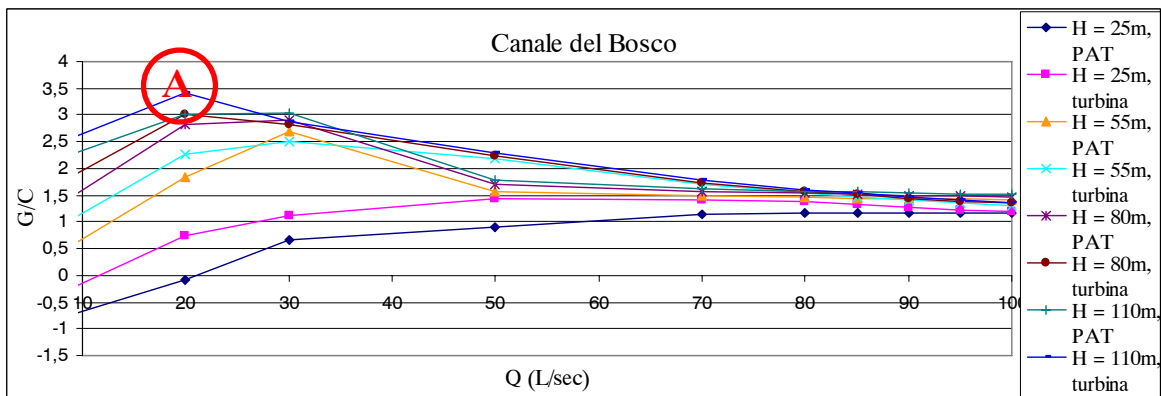
Di seguito si riporta il foglio di calcolo con i dati economici principali di ogni soluzione analizzata. Per ogni soluzione è stata assunta la curva di durata sopra riportata.

Per la lettura dei dati riportati di seguito vale quanto già precisato al 3.1.2, al quale si rimanda.

<sup>a</sup> Anche in questo caso, con le stesse motivazioni addotte per il sito sul Canale dei Rumori, si assume un'unica curva di durata per ogni soluzione progettuale.

		Q <sub>max</sub> (L/sec)									
		100		95		90		85		80	
H = 25 m	P (kW)	22	22	21	21	20	20	19	19	18	18
	E <sub>annua</sub> (kWh)	19214	32401	18393	31447	17571	30494	16750	29540	15929	28587
	C (Euro)	24280	44145	23066	41938	21852	39731	20638	37523	19424	35316
	G (Euro)	28625	52278	27130	51339	25634	50400	24138	49460	22643	48521
H = 55 m	P (kW)	49	49	46	46	44	44	41	41	39	39
	E <sub>annua</sub> (kWh)	42270	71282	40464	69184	38657	67087	36851	64989	35044	62891
	C (Euro)	53415	97119	50745	92263	48074	87407	45403	82551	42732	77695
	G (Euro)	75576	127612	72285	125546	68995	123479	65705	121412	62414	119346
H = 80 m	P (kW)	71	71	67	67	64	64	60	60	57	57
	E <sub>annua</sub> (kWh)	61484	103683	58856	100632	56229	97581	53601	94529	50974	91478
	C (Euro)	77695	141264	73810	134201	69926	127138	66041	120074	62156	113011
	G (Euro)	114701	190391	109915	187385	105129	184379	100343	181372	95557	178366
H = 110 m	P (kW)	97	97	92	92	87	87	83	83	78	78
	E <sub>annua</sub> (kWh)	84540	142564	80927	138369	77314	134173	73702	129978	70089	125782
	C (Euro)	106831	194238	101489	184526	96148	174814	90806	165102	85465	155390
	G (Euro)	161652	265725	155071	261591	148490	257458	141909	253325	135328	249191
		70		50		30		20		5	
H = 25 m	P (kW)	15	15	11	11	7	7	4	4	1	1
	E <sub>annua</sub> (kWh)	14287	26680	10948	22736	9623	16337	6642	12502	3321	4831
	C (Euro)	16996	32086	13435	26347	12861	20608	12574	17739	12143	13435
	G (Euro)	19652	45457	12194	38183	8396	22804	-1156	13017	11685	-7992
H = 55 m	P (kW)	34	34	24	24	15	15	10	10	2	2
	E <sub>annua</sub> (kWh)	31432	58696	24086	50020	21171	35942	14612	27504	7306	10629
	C (Euro)	37391	67983	26708	48560	16025	30938	13263	24625	12316	15156
	G (Euro)	55833	115212	42274	106007	43340	77170	24457	55638	1294	9418
H = 80 m	P (kW)	49	49	35	35	21	21	14	14	4	4
	E <sub>annua</sub> (kWh)	45719	85375	35033	72757	30794	52279	21254	40006	10627	15460
	C (Euro)	54387	98885	38848	70632	23309	42379	15539	30364	12459	16591
	G (Euro)	85985	172354	66263	158965	67813	119641	44098	91155	12109	23927
H = 110 m	P (kW)	68	68	49	49	29	29	19	19	5	5
	E <sub>annua</sub> (kWh)	62863	117391	48171	100040	42342	71884	29224	55008	14612	21257
	C (Euro)	74782	135967	53415	97119	32049	58271	21366	38848	12631	18313
	G (Euro)	122167	240924	95049	222514	97180	168444	64572	132179	25088	41337





**Ipotesi A:**

Salto = 110 metri  
 Portata massima = 20 L/sec  
 Potenza installata = 19 kW  
 Macchina installata = Turbina Banki-Michell  
 Costo dell'investimento = 38900 Euro  
 Produzione annua di energia = 55000 kWh  
 $G = (55000 * 0,22 - 700) * 15 - 38900 =$   
 132200 Euro

Rapporto G/C = 3,4

**Ipotesi B:**

Salto = 110 metri  
 Portata massima = 50 L/sec  
 Potenza installata = 49 kW  
 Macchina installata = Turbina Banki-Michell  
 Costo dell'investimento = 97100 Euro  
 Produzione annua di energia = 100000 kWh  
 $G = (100000 * 0,22 - 700) * 15 - 97100 =$   
 223000 Euro

Rapporto G/C = 2,3

Sfruttamento del Torrente Moretta nei pressi della confluenza con il Canale del Bosco

Questo sito ha caratteristiche analoghe a quelle individuate per il sito precedente, sia per la posizione (la sezione di restituzione individuata è la stessa per entrambi i siti), sia per la presenza di una strada che costeggia il torrente da sfruttare per il passaggio delle condotte (in effetti la strada è la stessa che costeggia il Canale del Bosco e poi prosegue risalendo il Moretta), sia per le portate defluenti, sia per il salto disponibile. È interessante la possibilità di effettuare entrambi gli impianti, (magari in tempi diversi, in modo da distribuire nel tempo i costi di investimento) sfruttando lo stesso edificio di centrale: in caso di potenziamento di un micro impianto già esistente si ha infatti diritto agli incentivi (per la quota parte di energia prodotta relativa al potenziamento) per altri 15 anni. Vale quanto già detto per il Canale del Bosco per quanto riguarda la viabilità e le problematiche relative all'allaccio Enel. Il sito è indicato sulla CTR (figura 3.2.2.3)

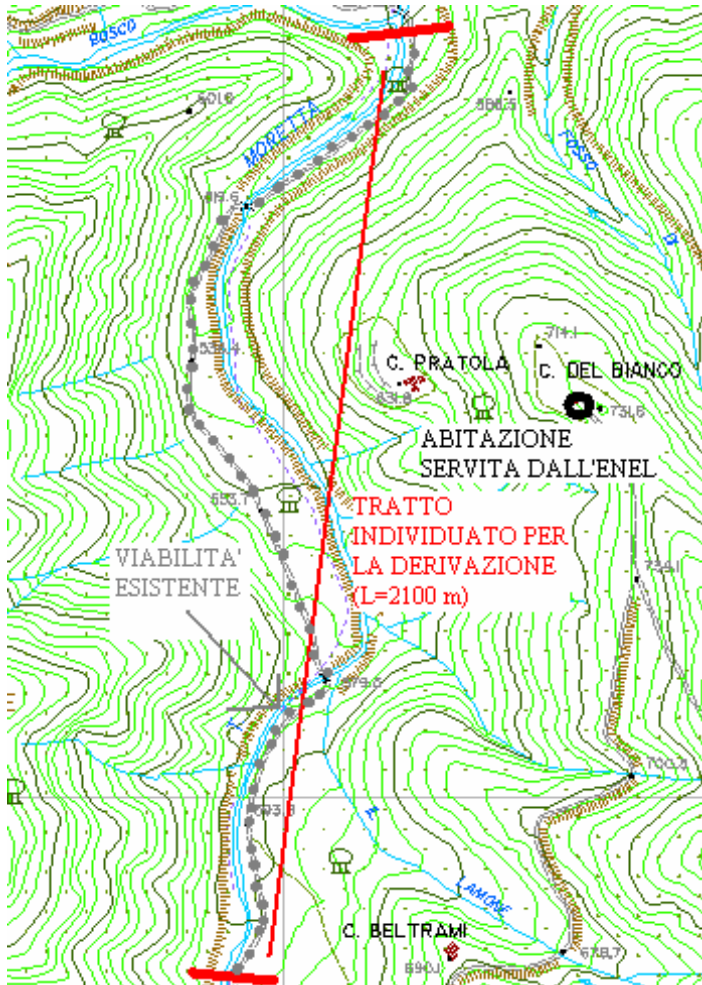
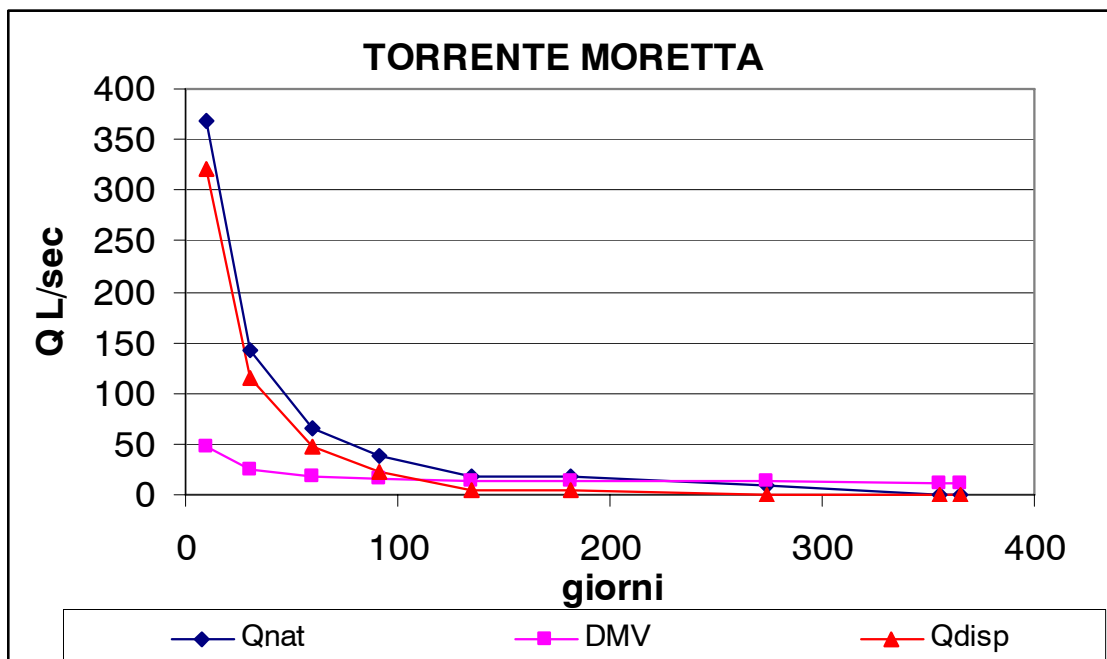


Figura 3.2.2.3 –Potenziale sito sul Torrente Moretta (estratto CTR 1:10000)

La curva di durata in corrispondenza della presa al netto del DMV, determinata al 3.2.1.2, è riportata di seguito<sup>a</sup>.

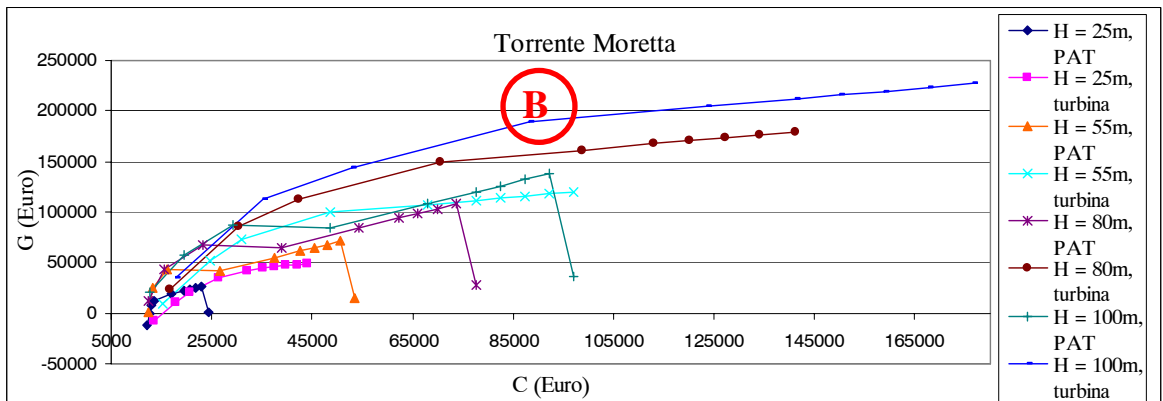
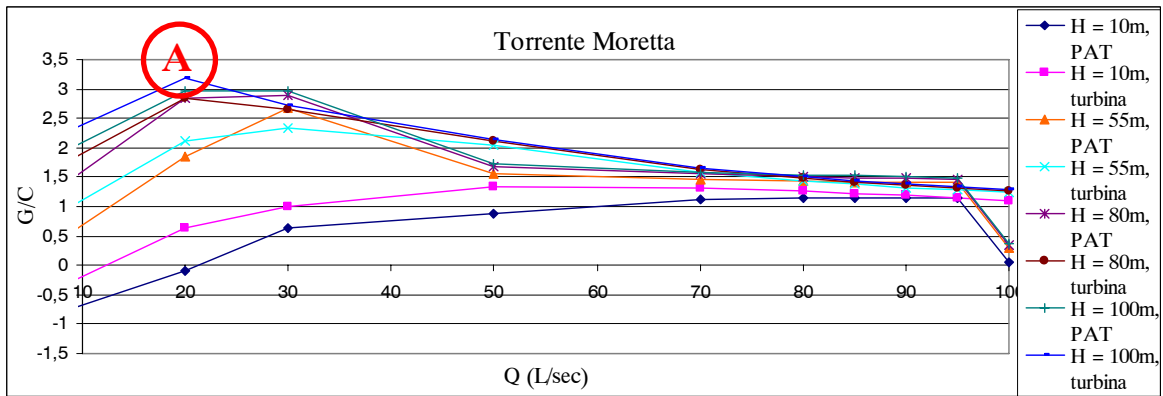
Durata	Q <sub>disp</sub> (L/sec)
10	320
30	116
60	48
91	23
135	5
182	5
274	0
355	0
365	0



Di seguito si riporta il foglio di calcolo con i dati economici principali di ogni soluzione analizzata. Per ogni soluzione è stata assunta la curva di durata sopra riportata. Per la lettura dei dati riportati di seguito vale quanto già precisato al 3.1.2, al quale si rimanda.

<sup>a</sup> Anche in questo caso, con le stesse motivazioni addotte per il sito sul Canale dei Rumori, si assume un'unica curva di durata per ogni soluzione progettuale.

		Q <sub>max</sub> (L/sec)									
		100		95		90		85		80	
H = 25 m	P (kW)	22	22	21	21	20	20	19	19	18	18
	E <sub>annua</sub> (kWh)	10948	31367	18228	30413	17407	29460	16586	28506	15765	27553
	C (Euro)	24280	44145	23066	41938	21852	39731	20638	37523	19424	35316
	G (Euro)	1349	48866	26588	47927	25092	46987	23597	46048	22101	45108
H = 55 m	P (kW)	49	49	46	46	44	44	41	41	39	39
	E <sub>annua</sub> (kWh)	24086	69007	40102	66910	38296	64812	36490	62714	34683	60616
	C (Euro)	53415	97119	50745	92263	48074	87407	45403	82551	42732	77695
	G (Euro)	15567	120105	71093	118038	67803	115972	64512	113905	61222	111838
H = 80 m	P (kW)	71	71	67	67	64	64	60	60	57	57
	E <sub>annua</sub> (kWh)	35033	100374	58331	97323	55703	94272	53076	91220	50448	88169
	C (Euro)	77695	141264	73810	134201	69926	127138	66041	120074	62156	113011
	G (Euro)	27415	179471	108181	176465	103395	173459	98609	170453	93823	167447
H = 100 m	P (kW)	88	88	84	84	79	79	75	75	71	71
	E <sub>annua</sub> (kWh)	43792	125468	72913	121654	69629	117840	66345	114025	63060	110211
	C (Euro)	97119	176580	92263	167751	87407	158922	82551	150093	77695	141264
	G (Euro)	36894	226964	137851	223206	131869	219449	125886	215691	119904	211933
		70		50		30		20		5	
H = 25 m	P (kW)	15	15	11	11	7	7	4	4	1	1
	E <sub>annua</sub> (kWh)	14123	25646	10838	21832	9567	15691	6642	12015	3321	4831
	C (Euro)	16996	32086	13435	26347	12861	20608	12574	17739	12143	13435
	G (Euro)	19110	42045	11832	35197	8209	20672	-1156	11409	-11685	-7992
H = 55 m	P (kW)	34	34	24	24	15	15	10	10	2	2
	E <sub>annua</sub> (kWh)	31070	56421	23845	48030	21047	34520	14612	26432	7306	10629
	C (Euro)	37391	67983	26708	48560	16025	30938	13263	24625	12316	15156
	G (Euro)	54641	107705	41480	99438	42930	72478	24457	52100	1294	9418
H = 80 m	P (kW)	49	49	35	35	21	21	14	14	4	4
	E <sub>annua</sub> (kWh)	45193	82066	34683	69861	30613	50211	21254	38446	10627	15460
	C (Euro)	54387	98885	38848	70632	23309	42379	15539	30364	12459	16591
	G (Euro)	84251	161435	65107	149410	67216	112817	44098	86009	12109	23927
H = 100 m	P (kW)	62	62	44	44	26	26	18	18	4	4
	E <sub>annua</sub> (kWh)	56491	102583	43354	87327	38267	62764	26567	48058	13284	19325
	C (Euro)	67983	123606	48560	88290	29136	52974	19424	35316	12574	17739
	G (Euro)	107939	204418	84008	189388	86645	143646	57747	112775	20762	35533



**Ipotesi A:**

Salto = 100 metri  
 Portata massima = 20 L/sec  
 Potenza installata = 18 kW  
 Macchina installata = Turbina Banki-Michell  
 Costo dell'investimento = 35300 Euro  
 Produzione annua di energia = 48000 kWh  
 $G = (48000 * 0,22 - 700) * 15 - 35300 =$   
 113000 Euro

Rapporto G/C = 3,2

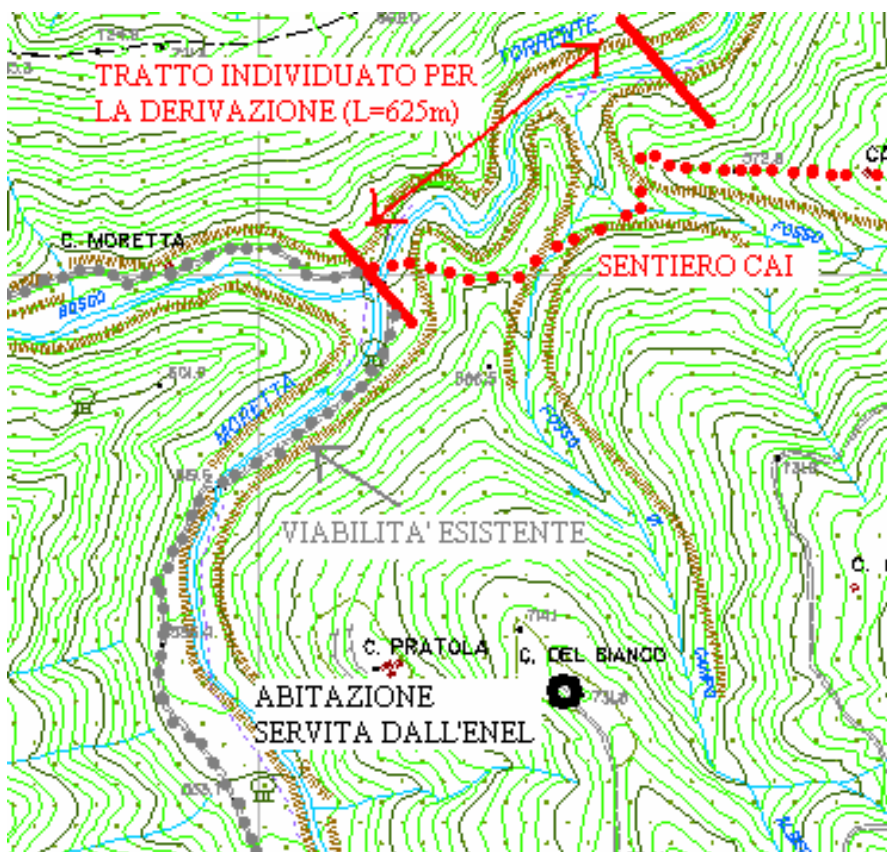
**Ipotesi B:**

Salto = 100 metri  
 Portata massima = 50 L/sec  
 Potenza installata = 44 kW  
 Macchina installata = Turbina Banki-Michell  
 Costo dell'investimento = 88300 Euro  
 Produzione annua di energia = 87300 kWh  
 $G = (87300 * 0,22 - 700) * 15 - 88000 =$   
 189000 Euro

Rapporto G/C = 2,1

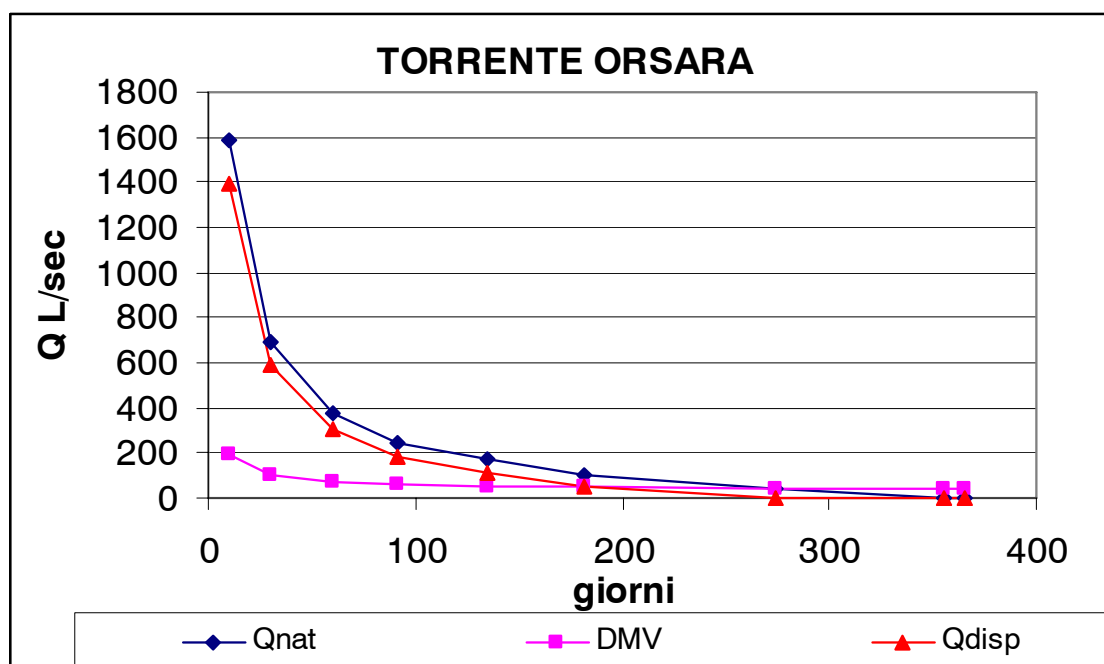
Sfruttamento del Torrente Orsara alla confluenza tra Canale del Bosco e Torrente Orsara.

Questo torrente non permette di sfruttare grandi salti, sia a causa della pendenza non molto elevata (4%), sia perché il tratto terminale scorre incanalato, lontano da ogni strada. Il sito individuato è segnalato in figura 3.2.2.4. Il tratto che consente l'esecuzione di opere civili è il tratto iniziale, che in 620 - 630 m circa di lunghezza compie 25 m di dislivello. Il sito è ugualmente interessante, sia perché la sezione di presa (coincidente con la sezione di restituzione degli impianti sul Bosco e sul Moretta, precedentemente descritti) è raggiungibile mediante strada carrabile, sia perché il bacino scolante è molto vasto e permette lo sfruttamento di portate elevate. Per il collegamento viario della sezione di restituzione sarà necessario realizzare una via d'accesso, magari sfruttando parte del sentiero CAI esistente (figura 3.2.2.4), oppure realizzandola ad hoc in sponda destra, poco



scoscesa. Rimane piuttosto oneroso l'allaccio Enel, poiché il più vicino punto di allaccio è posto a 700 m di distanza e a 250 m di dislivello. La curva di durata in corrispondenza della presa al netto del DMV, determinata al 3.2.1.2, è riportata di seguito<sup>a</sup>.

Figura 3.2.2.4 – Potenziale sito sul Torrente Orsara (estratto CTR 1:10000)

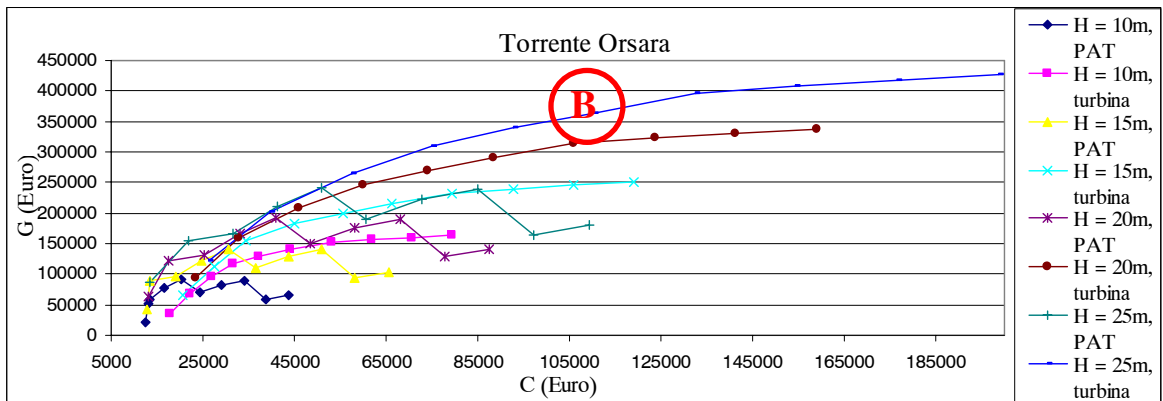
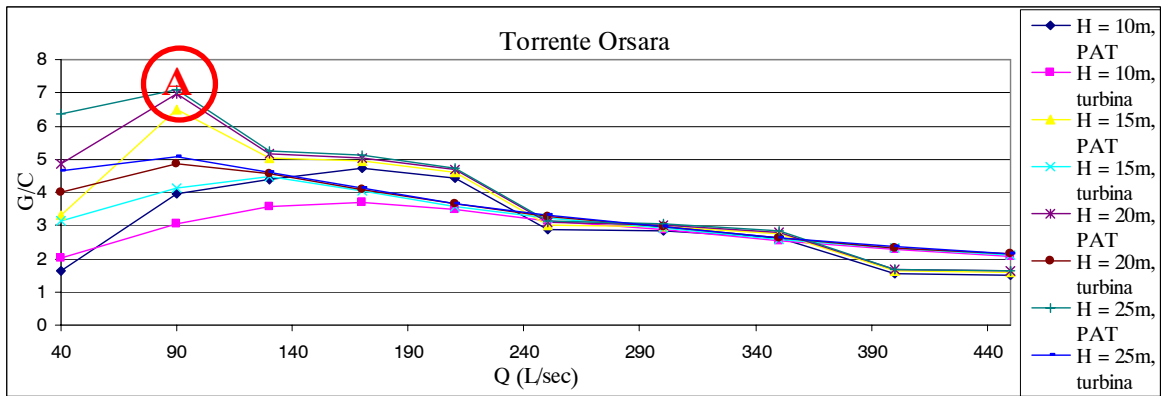


Durata [gg]	10	30	60	91	135	182	274	355	365
Q <sub>disponibile</sub> [L/sec]	1395	585	306	180	117	54	0	0	0

Di seguito si riporta il foglio di calcolo con i dati economici principali di ogni soluzione analizzata. Per ogni soluzione è stata assunta la curva di durata sopra riportata. Per la lettura dei dati riportati di seguito vale quanto già precisato al 3.1.2, al quale si rimanda.

<sup>a</sup> Anche in questo caso, con le stesse motivazioni addotte per il sito sul Canale dei Rumori, si assume un'unica curva di durata per ogni soluzione progettuale.

		Q <sub>max</sub> (L/sec)									
		450		400		350		300		250	
H = 10 m	P (kW)	40	40	35	35	31	31	26	26	22	22
	E <sub>annua</sub> (kWh)	36260	76977	32975	73163	40687	69348	37135	65224	31625	58825
	C (Euro)	43704	79461	38848	70632	33992	61803	29136	52974	24280	44145
	G (Euro)	65453	164062	59471	160305	89775	156547	82911	151766	69583	139477
H = 15 m	P (kW)	60	60	53	53	46	46	40	40	33	33
	E <sub>annua</sub> (kWh)	54389	115465	49463	109744	61030	104023	55703	97836	47438	88237
	C (Euro)	65555	119192	58271	105948	50987	92705	43704	79461	36420	66218
	G (Euro)	103430	251343	94456	245707	139913	240070	129617	232898	109624	214466
H = 20 m	P (kW)	79	79	71	71	62	62	53	53	44	44
	E <sub>annua</sub> (kWh)	72519	153953	65951	146325	81374	138697	74271	130448	63250	117650
	C (Euro)	87407	158922	77695	141264	67983	123606	58271	105948	48560	88290
	G (Euro)	141407	338624	129441	331109	190051	323594	176323	314031	149666	289454
H = 25 m	P (kW)	99	99	88	88	77	77	66	66	55	55
	E <sub>annua</sub> (kWh)	90649	192442	82438	182907	101717	173371	92839	163060	79063	147062
	C (Euro)	109259	198653	97119	176580	84979	154508	72839	132435	60699	110363
	G (Euro)	179383	425906	164427	416511	240189	407117	223028	395164	189707	364443
		210		170		130		90		50	
H = 10 m	P (kW)	19	19	15	15	11	11	8	8	4	4
	E <sub>annua</sub> (kWh)	36754	53705	31799	47950	25201	40288	22675	30544	13284	19325
	C (Euro)	20395	37082	16510	31512	13492	26921	13033	22330	12574	17739
	G (Euro)	90395	129646	77926	116224	59170	95530	51296	67964	20762	35533
H = 15 m	P (kW)	28	28	23	23	17	17	12	12	7	7
	E <sub>annua</sub> (kWh)	55132	80558	47698	71926	37801	60432	34013	45815	19925	28987
	C (Euro)	30592	55623	24765	45028	18938	34433	13549	27495	12861	20608
	G (Euro)	140842	199719	122138	181826	95305	154494	88194	113196	42393	64550
H = 20 m	P (kW)	37	37	30	30	23	23	16	16	9	9
	E <sub>annua</sub> (kWh)	73509	107411	63597	95901	50401	80576	45351	61087	26567	38650
	C (Euro)	40790	74164	33020	60037	25251	45911	17481	32660	13148	23478
	G (Euro)	191290	269792	166351	245935	130574	209491	121676	158427	64023	93567
H = 25 m	P (kW)	46	46	38	38	29	29	20	20	11	11
	E <sub>annua</sub> (kWh)	91886	134264	79497	119876	63002	100721	56689	76359	33209	48312
	C (Euro)	50987	92705	41276	75047	31564	57389	21852	39731	13435	26347
	G (Euro)	241737	339866	210564	310044	165842	264489	154720	201754	85654	122583



**Ipotesi A:**

Salto = 25 metri  
 Portata massima = 90 L/sec  
 Potenza installata = 20 kW  
 Macchina installata = Pompa reversibile  
 Costo dell'investimento = 21900 Euro  
 Produzione annua di energia = 57000 kWh  
 $G = (57000 * 0,22 - 700) * 15 - 21900 =$   
 155000 Euro

Rapporto G/C = 7,1

**Ipotesi B:**

Salto = 25 metri  
 Portata massima = 250 L/sec  
 Potenza installata = 55 kW  
 Macchina installata = Turbina Banki-Michell  
 Costo dell'investimento = 110000 Euro  
 Produzione annua di energia = 147000 kWh  
 $G = (147000 * 0,22 - 700) * 15 - 110000 =$

364000 Euro

Rapporto G/C = 3,3

### 3.2.3 – Conclusioni

Riassumendo, l'analisi condotta ha evidenziato alcuni aspetti:

- è sempre risultato conveniente sfruttare il massimo salto disponibile;
- lo sfruttamento di portate medie – medio alte (durata 50 – 70 giorni) consente ricavi elevati a fronte di spese iniziali importanti (ipotesi tipo “B”: il rapporto tra capitale investito e guadagno al 15esimo anno è pari a 2 – 3);
- lo sfruttamento di portate basse (durata 100 – 150 giorni) consente elevati rapporti tra capitale investito e guadagni;
- le ipotesi progettuali di tipo “B” prevedono un investimento iniziale più che doppio – triplo rispetto alle ipotesi progettuali di tipo “A”;
- le ipotesi progettuali di tipo “B” garantiscono un guadagno circa doppio rispetto alle soluzioni di tipo “A” al 15° anno.

Anche in questo caso, come per il comune di Pisogne, l'opinione di chi scrive è che gli investimenti più interessanti siano quelli di tipo “B” poiché più remunerativi.

Può essere valutata l'ipotesi di realizzare gli impianti in fasi successive, in modo da distribuire la spesa negli anni. In tal caso, si avrà comunque diritto agli incentivi previsti: la quota parte di energia prodotta in virtù dell'ampliamento viene remunerata secondo la tariffa onnicomprensiva per 15 anni, a partire dall'entrata in funzione del potenziamento effettuato.

Si riassumono i dati principali delle soluzioni individuate:

	<b>Potenza installata (kW)</b>	<b>Macchina</b>	<b>Investimento ( )</b>	<b>Guadagno al 15° anno ( )</b>
<b>CANALE DEI RUMORI</b> <i>635 m slm</i>	19	Turbina Banki Michell	37500	106000
<b>CANALE DEL BOSCO</b> <i>525 m slm</i>	49	Turbina Banki Michell	97100	223000
<b>TORRENTE MORETTA</b> <i>525 m slm</i>	44	Turbina Banki Michell	88300	190000
<b>TORRENTE ORSARA</b> <i>500 m slm</i>	55	Turbina Banki Michell	110000	364000

Si ricorda che i risultati ottenuti sono orientativi, poiché dipendono in larga misura dalle ipotesi fatte sui costi di realizzazione e di manutenzione.



## CAPITOLO QUARTO: MICRO IMPIANTO SUL TORRENTE TUFERE

Si sviluppa in questo capitolo una delle soluzioni progettuali individuate al 3.1.2, precisamente l'ipotesi di sfruttamento "B" del sito *sul T.Tufere in corrispondenza della fabbrica dell'ing. Tempini*. Dopo aver fornito una descrizione di massima dell'impianto si passerà al dimensionamento delle opere di presa, di adduzione, dell'equipaggiamento elettromeccanico e delle opere di restituzione. Infine verrà condotta un'analisi economica al fine di valutare la remuneratività dell'impianto.

### 4.1 – Descrizione di massima dell'impianto

I dati di massima, individuati al 3.1.2 e riassunti al 3.1.3, sono stati ritoccati in fase di dimensionamento delle opere, come si vedrà nei prossimi paragrafi. Si riassumono i principali dati tecnici di progetto, rettificati alla luce delle correzioni apportate:

UBICAZIONE IMPIANTO	Comune di Pisogne (BS) – Loc. Govine
CORSO D'ACQUA INTERESSATO	Torrente Tufere
SUPERFICIE BACINO IMBRIFERO	0,81 km <sup>2</sup>
QUOTA OPERA DI PRESA	198,50 m slm
QUOTA RESTITUZIONE	188,25 m slm
SALTO LORDO	10,25 m
PORTATA NATURALE MASSIMA (10gg)	117 L/s
PORTATA DERIVABILE MASSIMA	106 L/s
PORTATA DERIVATA MASSIMA	97 L/s
PORTATA DI CONCESSIONE	56 L/s
POTENZA DI CONCESSIONE	4,71 kW
MACCHINA IDRAULICA	Turbina Banki Michell
POTENZA INSTALLATA	8,16 kW all'asse della turbina
POTENZA EROGATA	5,89 kW ai morsetti
PERIODO OPERATIVO MEDIO NELL'ANNO	12 mesi, salvo fermo per manutenzione

L'impianto in questione sarà un micro impianto del tipo *ad acqua fluente*. La disposizione delle opere è stata studiata in modo da sfruttare il più possibile opere preesistenti: il sito infatti già in passato era sede di una piccola centrale di produzione di energia idroelettrica, non più funzionante almeno da diverse decine di anni.

La planimetria attuale della fabbrica Tempini, insieme a quella di progetto, sono riportate in allegato (Tavola 1).

È riportato in figura 4.1.1 lo schema di progetto dell'impianto.

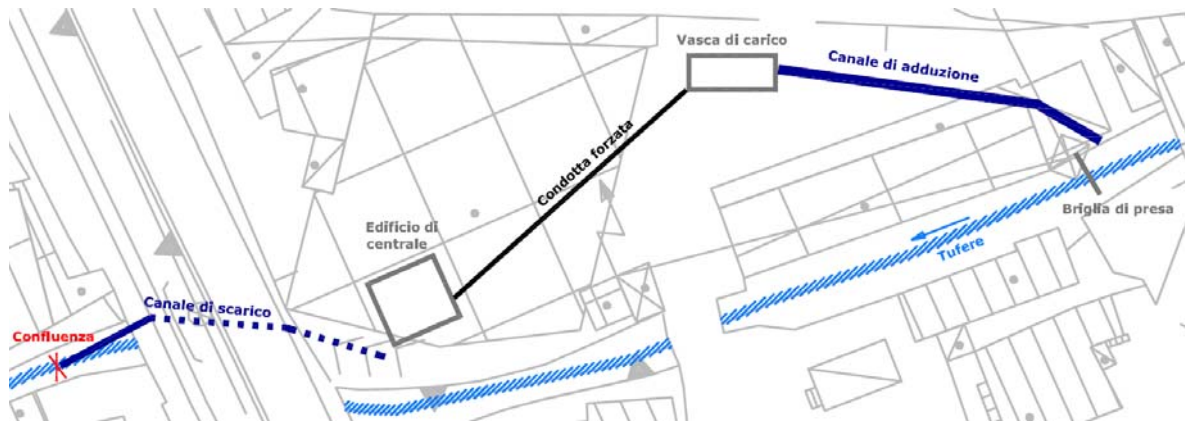


Figura 4.1.1 – Schema dell'impianto

L'impianto si comporrà di:

- opera di presa, costituita da una piccola *traversa* e da due *soglie di presa* poste lateralmente ad essa;
- opere di adduzione, costituite da un *canale dissabbiatore* seguito da un *canale di adduzione* che termina in una *vasca di carico*. I canali dissabbiatore e adduttore e la vasca di carico sono tuttora esistenti e con ogni probabilità ripristinabili. Dalla vasca di carico si diparte la *condotta forzata* ( $D_{\text{esterno}} 280 \text{ mm}$ ) che corre interrata fino alla centrale;
- edificio di centrale, esistente, facente parte della fabbrica Tempini. Verrà inserito all'interno un gruppo elettrogeno (turbina Banki Michell e generatore asincrono).
- canale di restituzione, a pelo libero, tuttora esistente, che ha origine al di sotto del pavimento della fabbrica, corre parallelo al Tufere per circa 15 metri e infine vi si immette.

## 4.2 – Opere di captazione

Nel caso in esame è conveniente ripristinare la vecchia presa. Attualmente la presa non funziona poiché il rigurgito causato dalla vecchia briglia non è sufficiente a consentire all'acqua di raggiungere la bocca di presa. Il funzionamento della presa risale perlomeno a diverse decine di anni fa, come testimoniato dal proprietario del sito e dallo stato delle opere: la bocca di presa è infatti completamente ostruita da rovi e arbusti e l'invaso che un tempo si formava a monte della briglia oggi è interamente interrato.

*Fotografia 4.2.1 – Vecchia briglia di presa*



Il ripristino del funzionamento può essere ottenuto essenzialmente in due modi:

- *Aumentando l'altezza della briglia.* Un innalzamento della briglia fino a una quota tale da garantire il sommergimento della bocca di presa è senz'altro sufficiente a ripristinare il funzionamento della presa. Ciò comporta tuttavia una diminuzione della sezione di deflusso: tale intervento è possibile solo se l'alveo così modificato è in grado di smaltire una portata avente tempo di ritorno duecentennale.
- *Abbassando la bocca di presa.* Tale operazione non è di per sé sufficiente a ripristinare il funzionamento della presa, poiché nel tempo il materiale trasportato dalla corrente si è accumulato a monte della briglia fino a raggiungerne la sommità.

Con qualche rapido calcolo, si scopre che la prima soluzione non è perseguibile, poiché la sezione dell'alveo è appena sufficiente a smaltire la portata duecentennale: un innalzamento della briglia peggiorerebbe la situazione.

Per questa rapida verifica la sezione può essere assimilata ad una sezione rettangolare, avente larghezza pari a 3,9 m e altezza pari a 1 m (altezza dell'argine). La portata duecentennale, calcolata nell' "Elaborato Tecnico relativo al Reticolo Idrico Minore e relative Fasce di Rispetto" redatto dal Comune di Pisogne, è pari a 11,6 m<sup>3</sup>/sec. Ammettendo che si formi lo stato critico in corrispondenza della soglia, si può esprimere la relazione tra altezza liquida e portata per unità di larghezza defluente per sezione rettangolare:

$$h = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 0,97m, \text{ praticamente coincidente con l'altezza dell'argine.}$$

Ci si rivolge pertanto alla seconda soluzione, ossia l'*abbassamento della bocca di presa e contestuale ripristino del volume dell'invaso a monte della briglia esistente*. In particolare, l'invaso a monte della briglia presto o tardi sarà nuovamente soggetto ad interrimento: per ridurre tale inconveniente è opportuno convertire la briglia esistente in *briglia selettiva del tipo a fessura*, costituita in pratica da un brusco restringimento dell'alveo. Questo tipo di briglia determina un rallentamento della corrente e un contestuale innalzamento del livello idrico, provocando il deposito delle particelle di granulometria maggiore. Il restringimento inoltre ha un effetto rallentante più ridotto sulle portate più basse, con il risultato che il materiale che si accumula durante le piene viene pian piano rimosso durante i periodi di magra, e l'apertura della briglia rimane sgombra e correttamente funzionante.

La progettazione di una briglia selettiva, in particolare il dimensionamento della fessura, normalmente dipende dall'effetto che si vuole ottenere sul regime delle portate solide; in questo caso, tuttavia, lo scopo primario della briglia è quello di consentire la derivazione e il rilascio del DMV: *è a tale aspetto che verrà data la priorità*.

In quest'ottica, viene fissata la larghezza della fessura in 0,10 m (una larghezza superiore comporterebbe un eccessivo rilascio in alveo rispetto alla portata derivata) e l'altezza della briglia in 0,5 m (pari a quella della briglia preesistente).

Per ripristinare il piccolo invaso a monte della briglia necessario al buon funzionamento della bocca di presa, che sarà costituita da una soglia sfiorante, si eseguirà uno scavo profondo 0,50 m risalendo a monte della presa per almeno 2 metri. Al tratto di ricongiungimento con l'alveo di monte verrà assegnata una pendenza di fondo pari a 1/3,5 (pendenza media di equilibrio del materiale solido in presenza di acqua). Il profilo del fondo dell'alveo sarà pertanto quello riportato in figura 4.2.1.

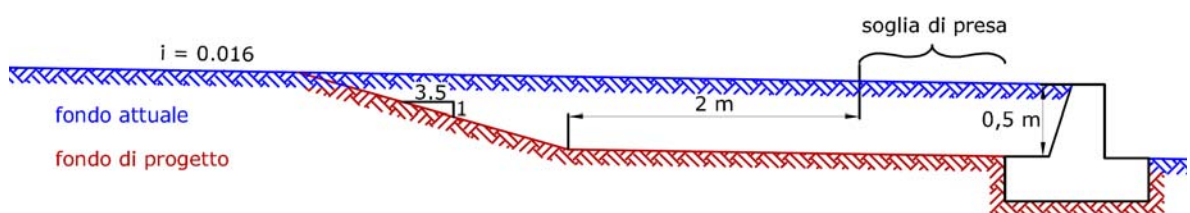


Figura 4.2.1 – Profilo attuale e di progetto del fondo in corrispondenza della sezione di presa

Si riportano i dati di maggiore interesse relativi alla sezione di presa.

$i = 0,0161$ . Pendenza di fondo, desunta dalla cartografia;

$B = 3,9$  m. Larghezza dell'alveo, misurata sul posto;

$K = 33 \text{ m}^{1/3}/\text{sec}$ . Coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler per canali con fondo ciottoloso e sponde in calcestruzzo;

$b = 0,10$  m. Larghezza della fessura della briglia;

In base a questi dati, si può conoscere il funzionamento della briglia al defluire delle diverse portate.

In particolare, è importante conoscere le condizioni di deflusso per:

$$Q = DMV = 11,1 \text{ L/sec}$$

Questa è una portata di grande interesse, poiché la quota della soglia sfiorante della bocca di presa dovrà essere esattamente pari alla quota del pelo libero per  $Q = DMV$ .

In assenza della briglia, la portata defluirebbe con altezza pari all'altezza di moto uniforme  $h_u$  che si ricava dalla nota formula di Gauckler-Strickler:

$$Q = KBh_u R^{2/3} i^{1/2}$$

Dalla precedente si ottiene  $h_u = 0.01$  m, cui corrisponde un raggio idraulico  $R = 0.01$  m e una velocità media della corrente  $V_u = 0.23$  m/sec; l'energia specifica della corrente è quindi:

$$H_u = h_u + \frac{V_u^2}{2g} = 0.015 \text{ m}$$

L'energia specifica minima  $H_{\min}$  necessaria per consentire il deflusso della portata in esame attraverso la fessura della briglia è quella corrispondente alle condizioni critiche del moto; l'altezza critica è data dalla:

$$k_c' = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 \cdot g}} = 0.11 \text{ m} \quad \text{per cui} \quad H_{\min} = \frac{3}{2} k_c' = 0.16 \text{ m}$$

Essendo  $H_u < H_{\min}$ , nel deflusso attraverso la briglia si verifica l'altezza critica  $k_c'$ . Subito a monte della briglia la corrente risulta lenta e si può ricavare l'altezza liquida  $h_2'$  dall'equazione della curva caratteristica della portata per energia specifica costante:

$$q = \frac{Q}{B} = h_2' \sqrt{2g(H_{\min} - h_2')}$$

si ricava, nel campo delle correnti lente,  $h_2' = 0.16$  m. *La soglia di presa pertanto sarà posta a 16 cm dal fondo della fessura.*

Si passa ora a dimensionare la soglia di presa. La suddivisione tra portata sfiorata e portata rilasciata verrà calcolata ammettendo alcune ipotesi semplificative:

- il deflusso attraverso la fessura della briglia avverrà in condizioni critiche secondo la formula:  $Q = b \cdot \frac{2}{3} H_{\min} \cdot \sqrt{2g \cdot \frac{2}{3} H_{\min}}$ , considerando  $h_{\text{monte}} \cong H_{\min}$  (trascurando quindi il termine cinetico);
- la portata sfiorata dipende dall'equazione della foronomia per luci a stramazzo in parete sottile:  $Q = 0.62 \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2gh}$  dove  $L$  è la lunghezza della soglia di sfioro e  $h$  è il carico sulla soglia.

In base a queste ipotesi, può essere costruita una scala di deflusso per la sezione di presa:

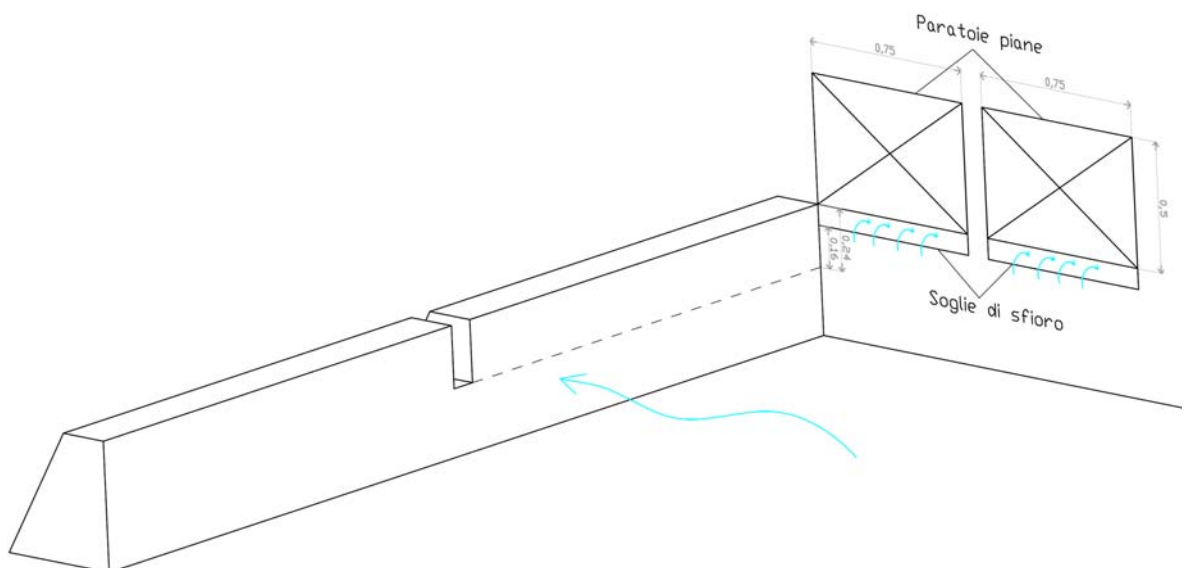
$h_m$ (m)	$Q_{sf}$ (m <sup>3</sup> /sec)	$Q_{valle}$ (m <sup>3</sup> /sec)	$Q_{monte}$ (m <sup>3</sup> /sec)
0.16	0	0.011	0.011
0.17	0.004	0.012	0.016
0.187	0.019	0.014	0.032
0.19	0.021	0.014	0.036
0.195	0.027	0.015	0.041
0.208	0.043	0.016	0.059
0.226	0.070	0.018	0.088
0.238	0.089	0.020	0.109
0.242	0.097	0.020	0.117
0.25	0.111	0.021	0.133

Tali risultati sono stati ottenuti ponendo per la larghezza della soglia di sfioro il valore  $L = 1,5$  metri. Si prevede l'installazione di due paratoie piane di intercettazione, di larghezza pari a 75 cm ciascuna, separate da un setto di larghezza pari a 10 cm, che consentano di regolare la portata derivata ed eventualmente di chiudere l'impianto. La larghezza totale della bocca di presa sarà pertanto pari a 1,6 m. Come si può vedere dalla tabella, il campo di funzionamento dello sfioro va da  $h_m = 0,16$  m a  $h_m = 0,24$  m, pertanto le paratoie saranno di norma posizionate con il bordo inferiore a 24 cm dal fondo della fessura. Un eventuale eccesso di portata sfiorata sarà scaricato a valle della briglia mediante lo sfioro di troppo pieno posto sulla vasca di raccolta che collega la briglia e il canale di adduzione. L'eccesso di portata derivata può essere limitato agendo opportunamente sulla posizione delle paratoie e facendo in modo che il pelo libero, una volta raggiunta la quota  $h_{max}$  relativa alla portata massima di progetto, si mantenga il più possibile costante. Questo secondo effetto può essere ottenuto facendo in modo che la sezione si allarghi per  $h > h_{max}$ ; in pratica, essendo fissata la quota della sommità della briglia (posta pari alla quota attuale al fine di non alterare la velocità del torrente), si fissano la quota della soglia di sfioro e del fondo della fessura rispettivamente 16 cm e 24 cm più in basso rispetto alla sommità della briglia.

Figura 4.2.2 – Briglia di presa vista da monte

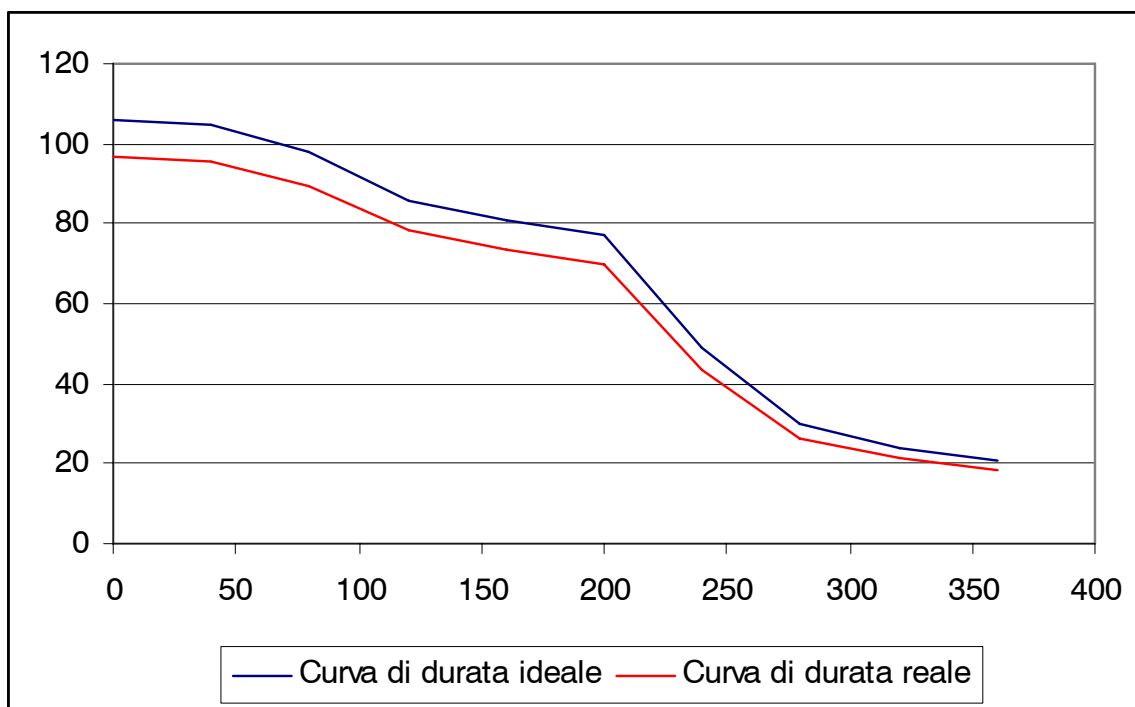


Figura 4.2.3 – Veduta d'insieme della presa – situazione di progetto



Al di sotto del fondo della fessura, la briglia blocca completamente il trasporto solido, pertanto tale zona è soggetta ad un rapido interrimento. Questo non è un problema, poiché il funzionamento della soglia di presa e del canale di rilascio del DMV non ne risultano compromessi. Per ripristinare l'intero volume iniziale si può attendere che la fessura e/o la bocca di presa inizino ad ostruirsi.

Per forza di cose la necessità di garantire sempre il DMV conduce ad un rilascio superiore a quello minimo quando la portata naturale è superiore al valore del DMV. Lo scostamento tra le condizioni ideali e quelle reali è mostrato nel grafico che segue:



Durata (giorni)	360	320	280	240	200	160	120	80	40	0
$Q_{sf}$ (ideale) L/sec	21	24	30	49	77	81	86	98	105	106
$Q_{sf}$ (reale) L/sec	19	21	27	43	70	73	78	89	96	97

La condizione sembra accettabile, pertanto si stabilisce che:

- la larghezza della fessura della briglia è fissata in 0.10 m (tale larghezza non è sufficiente a garantire il non interrimento dell'invaso: sono da prevedere periodiche operazioni di manutenzione);
- la soglia di presa sarà posizionata subito a monte della presa, il suo ciglio inferiore sarà posto 16 cm al di sopra del fondo alveo e sarà dotata di due paratoie piane di intercettazione;
- la vasca di raccolta posta a tergo della soglia di presa dovrà essere provvista di uno sfioro di troppo pieno per smaltire l'eventuale eccesso di portata derivata e dovrà evitare, almeno per  $Q \leq Q_{prog}$ , il funzionamento rigurgitato della soglia di presa. Si scorge sulla planimetria riportata al capitolo terzo (Figura 3.1.2.7) la presenza di un canale scolmatore che può essere utilizzato a questo scopo. Il canale scarica a 12 m circa più a valle rispetto alla sezione di presa, il che garantisce il dislivello necessario affinché lo scarico possa avvenire.
- la portata derivata varierà tra 19 L/sec e 97 L/sec, con una media di 56 L/sec, e d'ora in avanti si farà riferimento alla curva di durata *reale* sopra determinata.

La Tavola 2 in allegato riporta planimetria e sezioni delle opere di captazione.



### 4.3 – Opere di adduzione

Verranno sfruttate quanto più possibile le opere già esistenti. In particolare, la planimetria della fabbrica evidenzia la presenza di un canale che si diparte dalla soglia di presa, e, dopo aver percorso un primo tratto, si biforca: un ramo confluisce nel Torrente Tufere, l'altro termina in una grande vasca di raccolta. Tali opere non sono più visibili, ma con ogni probabilità sono ancora presenti e ripristinabili.

- Il primo tratto del canale (dalla sezione di presa alla biforcazione) ha sezione rettangolare, larghezza 1,6 m e lunghezza 7 m. Il ciglio superiore delle sponde, in corrispondenza della biforcazione, è posto a quota 199,18 m. Tale tratto di canale, eventualmente allargato e approfondito, verrà adibito a *bacino di calma*. Tale bacino dovrà trattenere le particelle solide di dimensioni maggiori (le particelle più fini saranno trattenute nella vasca di carico), sarà dotato di scarico di fondo e di sfioro di troppo pieno, per poter scaricare l'eventuale eccesso di portata captata dalle soglie di presa.
- Il tratto di canale che parte dalla biforcazione e si getta nel Tufere ha sezione rettangolare, lunghezza di 9,7 metri e larghezza di 1,1 metri. Confluisce nel Tufere a quota 197,70 m slm (11,8 m a valle della sezione di presa). Questo canale servirà come *canale di scarico* del bacino di calma.
- L'ultimo tratto di canale, dalla biforcazione alla vasca di raccolta, ha sezione rettangolare, è lungo 26,5 m ed è largo 2 m. Avrà la funzione di *adduzione*, cioè dovrà convogliare le acque alla vasca con le minime perdite di carico.
- La vasca di raccolta sarà impiegata come *vasca di carico* (probabilmente è stata costruita proprio per questa funzione). Ha una superficie di circa 55 mq. Non è previsto l'arrivo di materiale solido in quantità rilevante (le particelle di dimensioni maggiori sono già state intercettate dal bacino di calma), né di acqua in quantità superiore alla portata di progetto, in ogni caso è bene prevedere anche per questo manufatto uno scarico di fondo e uno sfioro di troppo pieno (con scarico direttamente sul terreno). Lo sfioro di troppo pieno, in particolare, è già presente.
- Dalla vasca di carico si diparte una condotta forzata interrata. Non è visibile in planimetria, ma ne è stato rinvenuto il tratto terminale durante il sopralluogo effettuato.

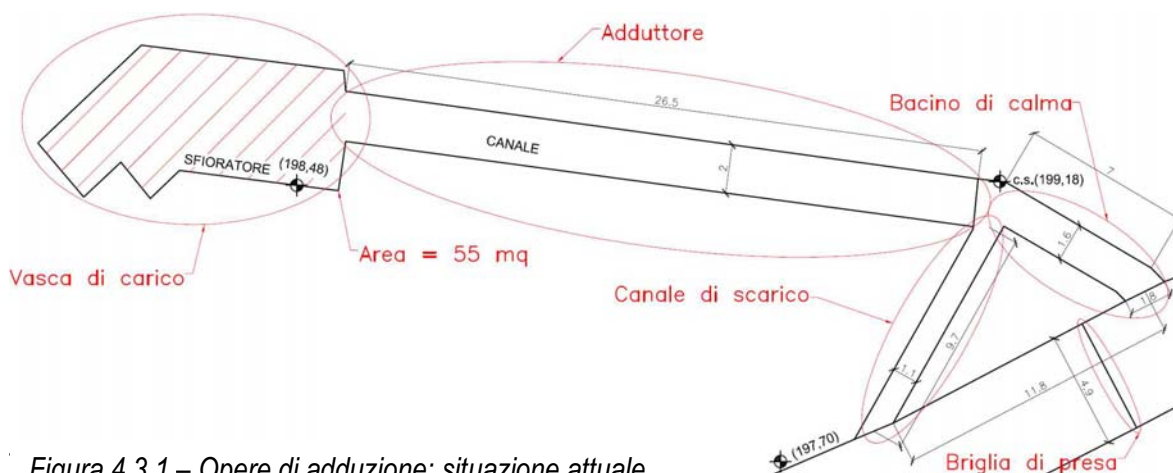


Figura 4.3.1 – Opere di adduzione: situazione attuale

A questo punto è necessario effettuare verifica e dimensionamento delle opere di cui sopra.

### 4.3.1 – Bacino di calma

Il bacino di calma deve trattenere le particelle solide trasportate dalla corrente.

In questo caso le dimensioni del bacino di calma sono assegnate: si tratta pertanto di determinare le dimensioni minime delle particelle che vengono trattenute e verificare che siano accettabili.

La velocità di decantazione  $v$  di una particella solida di forma sferica dipende dalle sue dimensioni e dal suo peso specifico secondo il principio di galleggiamento:

$$v_t = \sqrt{\frac{4(\gamma_s - \gamma_a)gD}{3\gamma_a C_d}}$$

dove:

- $v_t$  [m/sec] = velocità di decantazione teorica, in assenza di moti secondari;  
 $\gamma_s, \gamma_a$  [kg/m<sup>3</sup>] = peso specifico, rispettivamente, della particella solida ( $\approx 2000$  kg/m<sup>3</sup>) e dell'acqua (= 1000 kg/m<sup>3</sup>);  
 $D$  [m] = diametro della particella;  
 $C_d$  [-] = coefficiente di resistenza.  
Per  $1 < Re < 1000$ ,  $C_d = 24 / Re + 3 / \sqrt{Re} + 0,34$ .

Per tenere conto del moto di agitazione che interessa la particella quando è trasportata da una corrente avente velocità di traslazione pari a  $v_c$ , Eghiazaroff propone la seguente formula sperimentale:

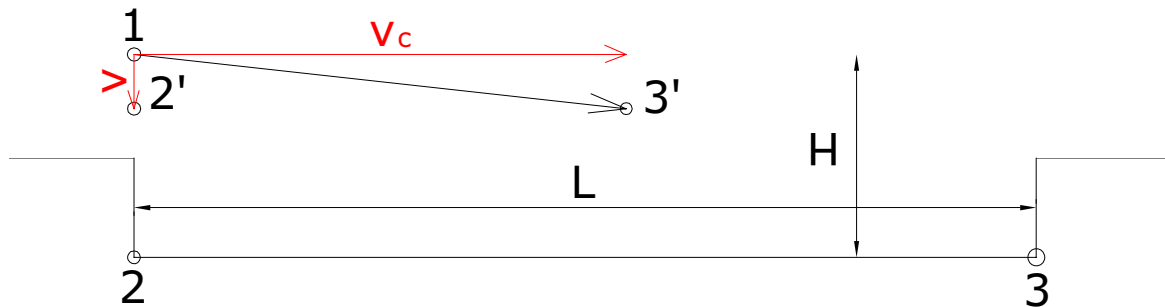
$$v = v_t - \frac{v_c}{5,7 + 2,3H}$$

dove:

- $v_t$  [m/sec] = velocità teorica sopra definita;  
 $v_c$  [m/sec] = velocità di traslazione;  
 $H$  [m] = altezza del sedimentatore.

Le dimensioni del bacino (lunghezza  $L$  e altezza  $H$ ) che inducono la sedimentazione di tutte le particelle aventi una assegnata velocità di decantazione soddisfano la proporzione  $v/v_c = H/L$ , infatti, con riferimento alla figura 4.3.1.1, affinché la particella che si trova nel punto 1 raggiunga il fondo del bacino prima di averne percorso l'intera lunghezza  $L$ , i triangoli 123 e 12'3' devono essere simili:

Figura 4.3.1.1 – Schema di sedimentazione di una particella



Nel caso attuale,  $L$  è noto ed è pari a 7 m.  $H$  si può determinare facendo le seguenti considerazioni:

- il pelo libero all'interno del bacino non può superare la quota di 198,42 m slm, altrimenti rigurgiterebbe la bocca di presa;
- è consigliabile che il fondo del bacino sia ad una quota tale da consentire lo scarico a gravità. Il canale di scarico confluisce nel Tufere a quota 197,70 m slm, pertanto questa è la quota minima del fondo del bacino in corrispondenza del canale di scarico;
- il fondo del bacino deve essere inclinato per agevolare le operazioni di pulizia. Si assegna una pendenza di fondo del 5%;
- assegnando un franco di 3 cm rispetto alla soglia di presa e supponendo di assegnare una pendenza del 2% al canale di scarico, si ottiene che il bacino di carico ha il fondo a quota  $197,70 + 0,02 \cdot 9,7 + 0,05 \cdot 7 = 198,25$  m slm e il pelo libero raggiunge quota 198,39 m slm.

Il valore  $H$  risulta pari a  $198,39 - 198,25 = 0,14$  m. La larghezza del bacino  $b$  è nota ed è pari, come visto, a 1,6 m.

A questo punto possono essere ricavate le dimensioni massime della particelle che non vengono trattentate dal bacino di carico determinando innanzitutto la velocità  $v_c$  di traslazione:

$$v_c = \frac{Q}{b \cdot H} = \frac{0,097}{1,6 \cdot 0,14} = 0,43 \text{ m/sec}$$

Si può quindi determinare la velocità di decantazione:

$$v = v_c \cdot \frac{H}{L} = 0,43 \cdot \frac{0,14}{7} = 0,009 \text{ m/sec}$$

Dalla velocità di decantazione, secondo la formula di galleggiamento corretta come suggerito da Eghiazaroff, può essere ricavato il diametro  $D$  minimo trattentato nel bacino. In questo caso si ottiene:

$$v_t = 0,081 \text{ m/sec} \quad D = 0,6 \text{ mm}$$

Tale valore, anche in considerazione del fatto che un dissabbiamento più spinto può essere effettuato nella vasca di carico, è da ritenersi senz'altro accettabile.

Si stabilisce pertanto di lasciare inalterate le dimensioni trasversali del bacino di carico. Anche la larghezza della sezione di ingresso, pari a 1,8 m, è sufficiente per l'inserimento delle soglie di presa con le relative paratoie (larghezza complessiva della bocca di presa = 1,6 m).

L'acqua passa dal bacino di carico al canale adduttore tramite una soglia stramazzone di larghezza pari a 2 m. L'altezza sulla soglia stramazzone può essere calcolata con la formula:

$$Q = 0.62 \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2gh}$$

dove L è la lunghezza della soglia di sfioro e h è il carico sulla soglia.

Si ottiene, per  $Q = 0,097 \text{ m}^3/\text{sec}$  e  $L = 2 \text{ m}$ ,  $h = 7 \text{ cm}$ , pertanto, posta la quota del pelo libero a quota 198,39 m slm, la soglia stramazzone avrà il suo ciglio a quota 198,32 m slm. Lo sfioro di troppo pieno sarà posto a quota 198,41 m slm (198,39 m slm [quota del pelo libero] + 2 cm [franco che tiene conto delle perdite]).

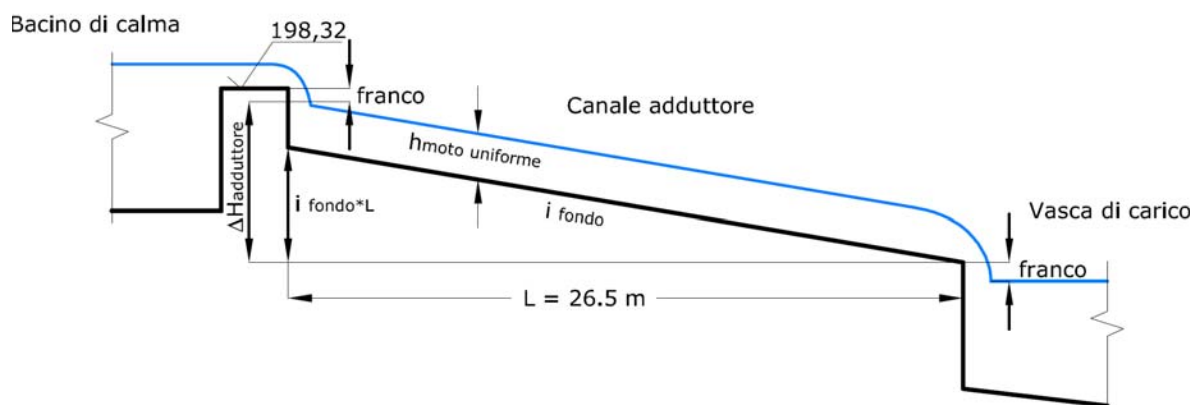
#### **4.3.2 – Canale di scarico**

Questo canale sarà collegato al bacino di carico mediante una paratoia di fondo e ne raccoglierà le acque di sfioro e gli scarichi di fondo. Il canale partirà da quota 197,89 m slm e terminerà a quota 197,70 m slm. Avrà una pendenza del 2%. La larghezza, di 1,1 m, viene lasciata inalterata. È prevista l'installazione di una paratoia piana alla sezione terminale del canale, da chiudere in caso di forte piena per evitare la risalita di acqua dal torrente. In queste situazioni, si avrà cura di regolare con attenzione l'apertura delle paratoie di presa, al fine di non derivare acqua in eccesso. Ciò potrebbe essere ottenuto ponendo un rilevatore di livello all'interno del bacino di calma che comandi il grado di apertura delle paratoie di presa.

### 4.3.3 – Canale adduttore

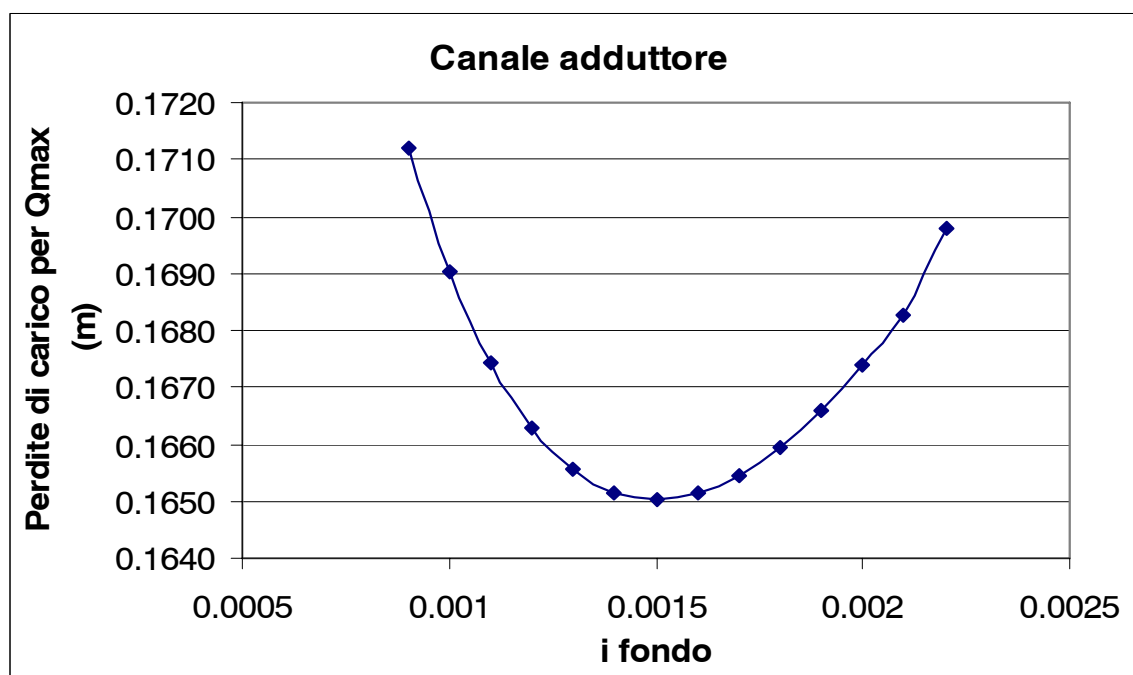
Il canale adduttore è largo 2 m ed è lungo 26,5 m. Resta da determinare l'andamento del fondo (quote e pendenza). La pendenza di fondo in particolare sarà scelta in modo da minimizzare la perdita di carico nel canale indicata in figura 4.3.3.1 come “ $\Delta H$  adduttore”.

Figura 4.3.3.1 – Schema delle perdite lungo le opere di adduzione



A tal fine, si valutano le perdite di carico al variare della pendenza di fondo: si riportano di seguito i risultati ottenuti. Per il calcolo di  $h$  di moto uniforme è stata utilizzata la nota formula di Gauckler Strickler ponendo  $K = 55 \text{ m}^{1/3}/\text{sec}$ .

$i_{\text{fondo}} \%$	0.09	0.1	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17	0.18	0.19	0.2	0.21	0.22
$i_f L$ (cm)	2.39	2.65	2.92	3.18	3.45	3.71	3.98	4.24	4.51	4.77	50.4	5.30	5.57	5.83
$h_{\text{moto unif}}$ (cm)	14.73	14.25	13.83	13.45	13.11	12.80	12.53	12.27	12.04	11.82	11.62	11.44	11.26	11.15
$\Delta H_{\text{addut}}$ (cm)	17.12	16.90	16.74	16.63	16.55	16.51	16.50	16.51	16.54	16.59	16.66	16.74	16.83	16.98



La pendenza di fondo che minimizza le perdite di carico è quindi  $i = 0.0015$ . Assumendo come franco (con riferimento alla figura 4.3.3.1) il valore di 3 cm, si ottengono, come quote di fondo iniziale e finale del canale adduttore, i valori:

Quota di fondo sezione iniziale =  $198,32 \text{ m slm} - 0,03 \text{ m} - 0,1253 \text{ m} = 198,16 \text{ m slm}$

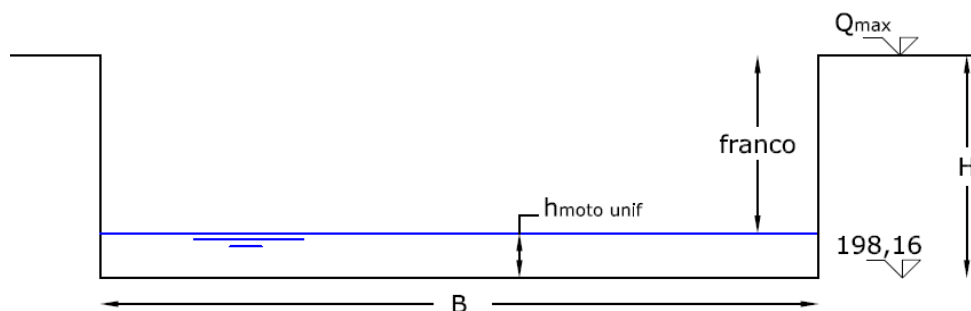
Quota di fondo sezione finale =  $198,16 \text{ m slm} - 0,0398 \text{ m} = 198,12 \text{ m slm}$ .

Le sponde del canale, da quanto si può dedurre dalla planimetria della fabbrica, raggiungono attualmente quota  $199,18 \text{ m slm}^a$ . Se ciò dovesse essere verificato, non sarebbe necessario apportare modifiche, poiché la sezione sarebbe ampiamente sufficiente a smaltire la portata di progetto. Nel caso in cui invece fosse necessario un rifacimento, sarebbe sufficiente garantire un franco di 50 cm (pari ad oltre il doppio dell'altezza di moto uniforme nel canale adduttore al deflusso della portata massima di progetto). Ferma restando la possibilità di lasciare le sponde del canale inalterate (purché raggiungano quota maggiore o uguale a quella di progetto calcolata di seguito), verranno assunti come dati di progetto i seguenti (con riferimento alla figura 4.3.3.2):

$$H = h_{\text{moto unif}} + \text{franco} = 0,13 \text{ m} + 0,50 \text{ m} = 0,63 \text{ m}$$

$$Q_{\text{max}} = 198,16 \text{ m slm} + H = 198,79 \text{ m slm}.$$

Figura 4.3.3.2 – Sezione di progetto del canale adduttore



#### 4.3.4 – Vasca di carico

La vasca di carico consiste in un serbatoio a pelo libero che raccoglie l'acqua convogliata dal canale di adduzione e ne consente la corretta immissione all'interno delle condotte forzate. La sua geometria deve essere tale da mantenere sempre in pressione la condotta forzata e da minimizzare le perdite di carico. Nel caso attuale tuttavia la vasca di carico è già esistente: ci si limiterà quindi a indicarne una risagomatura della geometria interna, al fine di renderla atta a guidare i filetti di corrente dalla sezione rettangolare della vasca a quella circolare della condotta nel modo più graduale possibile. Si avrà inoltre cura di rimodellare gli spigoli interni smussando gli spigoli più acuti, in modo da limitare la formazione di vortici. Le modifiche suggerite sono disegnate nella Tavola 3 riportata in allegato. La vasca deve essere dotata di scarico di fondo, che permetta la rimozione del materiale solido che vi si accumula, e di uno sfioratore in grado di scaricare eventuale acqua in esubero. L'imbocco della condotta forzata va disposta a profondità sufficiente

<sup>a</sup>Il canale non è più visibile, ma è verosimile che sia stato chiuso e coperto senza che siano state effettuate sostanziali modifiche.

(4 – 5 volte il diametro) a garantire sulla condotta un valore minimo di battente idrico, ma deve essere sollevato dal fondo della vasca, per evitare l'ingresso di materiale solido. In corrispondenza dell'imbocco della condotta andrà disposta una griglia di protezione. La condotta inoltre sarà dotata di una valvola di interclusione regolata da un sensore che rilevi il livello all'interno della vasca: il grado di apertura sarà tale da mantenere il pelo libero in vasca alla quota di progetto. Il tempo di manovra di tali valvole deve essere sufficientemente lungo, in modo da evitare sovrappressioni eccessive. Il suo valore sarà determinato nel successivo paragrafo. La quota di imbocco della condotta sarà fissata in modo da garantire un grado di sommergenza ottimale.

La quota del pelo libero all'interno della vasca viene fissata, come mostrato in figura 4.3.3, pari alla quota di fondo del canale adduttore sottratta del franco:

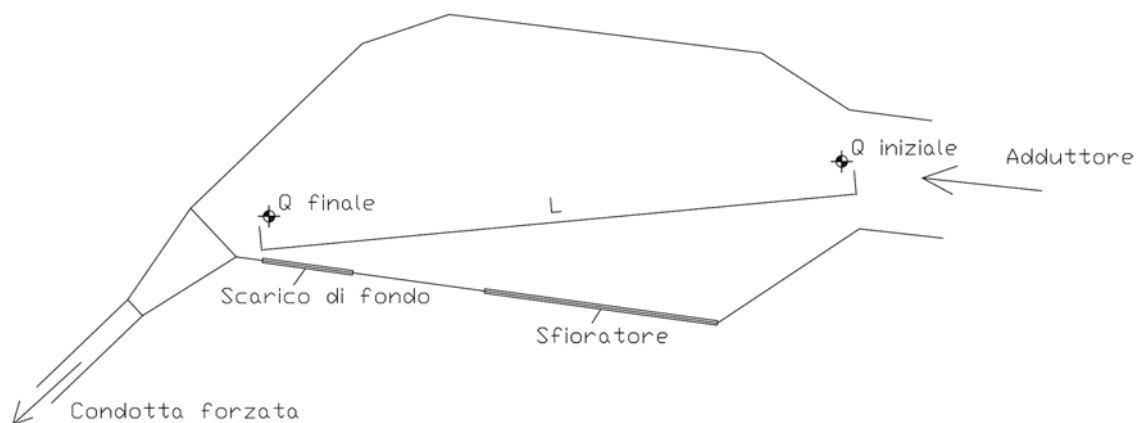
$$\begin{aligned} \text{Quota pelo libero in vasca} &= 198,12 \text{ m slm} - 0,03 \text{ m} = 198,09 \text{ m slm.} \\ \text{Quota d'imbocco della condotta (asse)} &= 198,09 \text{ m slm} - 5 D = \\ &= 198,09 \text{ m slm} - 5 \cdot 0,28 \text{ m} = 196,69 \text{ m slm.} \\ &(\text{estradosso inferiore}) = 196,59 \text{ m slm} - 0,5 D = 196,55 \text{ m slm} \end{aligned}$$

Il ciglio dello sfioratore verrà lasciato nella sua posizione attuale (198,48 m slm, 39 cm al di sopra della quota di progetto del pelo libero in vasca). Per quanto riguarda il fondo della vasca, esso dovrà essere posto ad una quota tale da garantire lo svuotamento a gravità della vasca, compatibilmente con l'esigenza di mantenere il fondo della vasca sufficientemente al di sotto dell'imbocco della condotta forzata. Nel caso attuale, il piano di campagna è posto all'incirca a quota 196 m slm ( $\pm 0,5$  m)<sup>a</sup>, quindi 55 cm al di sotto della quota di imbocco della condotta: si stabilisce pertanto per il fondo della vasca di carico in corrispondenza della sezione terminale la quota di 196,00 m slm. In fase di esecuzione, si avrà cura, se necessario, di abbassare il terreno nei pressi dello scarico di fondo in modo da garantire lo svuotamento a gravità.

Al fondo della vasca sarà assegnata una pendenza del 10%, al fine di agevolare l'accumulo del materiale solido in corrispondenza dello scarico di fondo. La pendenza fissata è definita, nel caso attuale, secondo la seguente formula (con riferimento alla figura 4.3.4.1):

$$0,10 = \frac{Q_{iniziale} - Q_{finale}}{L} = \frac{Q_{iniziale} - 196,00 \text{ m slm}}{11 \text{ m}} \Rightarrow Q_{iniziale} = 197,1 \text{ m slm}$$

Figura 4.3.4.1 – Schema vasca di carico



<sup>a</sup> La quota è stata desunta dai pochi dati altimetrici presenti sulla planimetria della fabbrica.

Si vogliono ora determinare le dimensioni massime delle particelle che possono entrare in condotta. Come “dimensioni utili” della vasca, ai fini del dissabbiamento, si considera che la sezione trasversale abbia le dimensioni della sezione minima (quindi la sezione di ingresso: 0,99 m x 2,1 m)<sup>a</sup> e che la lunghezza sia pari alla distanza tra la sezione di ingresso e la sezione terminale (pari a 11 m, indicata con L in figura 4.3.4.1).

Il procedimento è del tutto analogo a quello illustrato per il bacino di calma, al quale si rimanda. Per la vasca di carico si ottiene:

$$v_c = \frac{Q}{b \cdot H} = \frac{0,097}{2 \cdot 0,99} = 0,05 \text{ m/sec}$$

$$v = v_c \cdot \frac{H}{L} = 0,05 \cdot \frac{0,99}{11} = 0,004 \text{ m/sec}$$

$$v_t = 0,010 \text{ m/sec} \quad D = 0,1 \text{ mm}$$

L'effetto chiarificatore è molto soddisfacente: particelle di dimensioni inferiori a 0,1 mm possono senz'altro essere tollerate da qualsiasi tipo di turbina.

Si rimanda per la planimetria e le sezioni della vasca alla Tavola 3 in allegato.

### 4.3.5 – Condotta forzata

La condotta forzata che un tempo alimentava la turbina è tuttora esistente, almeno in parte: durante il sopralluogo effettuato infatti è stato rinvenuto il suo tratto terminale (fotografia 2.3.5.1). Da quel che si può vedere, la tubazione versa in cattive condizioni:

- le incrostazioni e l'usura non permettono di capire con chiarezza quale sia il materiale di cui è fatta la tubazione (sembrerebbe acciaio oppure cemento armato);
- è presente grande quantità di ruggine, peraltro non attribuibile con chiarezza alla tubazione piuttosto che ai ferri del muro in cemento armato nel quale la condotta è inserita;
- l'acqua, un tempo convogliata dalla condotta, si è scavata un percorso parallelo alla tubazione (la quale pertanto non è più integra). La perdita è ben visibile in fotografia 4.3.5.1.

*Fotografia 4.3.5.1 – Condotta forzata, sezione terminale: stato attuale*



<sup>a</sup> In questo modo si ha una sottostima a favore di sicurezza della sezione di deflusso, e conseguentemente dell'effetto chiarificatore della vasca



Per quanto detto, si ritiene opportuno un rifacimento della condotta, che potrà, previa verifica, essere inserita all'interno della vecchia tubazione, al fine di minimizzare le operazioni di movimento terra e contestualmente annullare il sovraccarico dovuto al peso del terreno. Ciò pone un limite al valore del diametro esterno, che non potrà superare i 30 cm. Sarebbe comunque inopportuno scegliere un diametro maggiore, poiché ciò determinerebbe velocità troppo limitate in condotta al deflusso delle portate più basse (sarebbe preferibile non scendere sotto gli 0,4 m/sec per evitare depositi e incrostazioni).

La condotta sarà lunga 33 m e coprirà un dislivello di 9 m. Essendo inserita all'interno della vecchia tubazione, non sarà sottoposta ad altre azioni oltre a quelle indotte dal passaggio di acqua. Trattasi pertanto di una tubazione di breve lunghezza (quindi sottoposta a scarse sollecitazioni dovute al colpo d'ariete), su basso salto, scarsamente sollecitata: è senz'altro sufficiente adottare una tubazione in materiale plastico. La scelta migliore è rappresentata dal PEAD, che sopporta senza danni anche il congelamento della condotta (in questa zona per buona parte dell'inverno le temperature di notte scendono sotto zero).

Definito il materiale da utilizzare, è necessario stabilire il diametro e lo spessore delle pareti. Questi fattori dipendono dalla pressione cui sarà sottoposta la condotta, da considerazioni di carattere economico e dai diametri commerciali disponibili sul mercato. La pressione nominale della condotta, come verrà verificato in seguito, è inferiore a 6 bar, pertanto sarà sufficiente prendere in esame il prezzo e le caratteristiche geometriche di tubazioni in PEAD della serie PN6 con diametro interno inferiore a 300 mm<sup>a</sup>:

PEAD, PN6, PE100			
D <sub>ext</sub> (mm)	Spessore (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	C (euro/m)
160	6.2	147.6	11.58
180	6.9	166.2	14.42
200	7.7	184.6	17.88
225	8.6	207.8	22.47
250	9.6	230.8	25.43
280	10.7	258.6	31.77

Interpolando i dati si ottiene:

$$C = 0.0016 \cdot D_{\text{int}}^{1.7864}, \text{ con } C \text{ in Euro e } D_{\text{int}} \text{ in mm.}$$

La soluzione più conveniente si otterrà quando risulterà minima la somma del costo della tubazione più l'onere corrispondente *all'energia perduta per attrito* nella condotta.

<sup>a</sup> Dati pubblicati dalla ditta UNIDELTA, tratti dal sito [www.unidelta.com](http://www.unidelta.com)

Per tenere conto delle perdite di carico distribuite all'interno di tubazioni a sezione circolare, tralasciando in questa fase le perdite concentrate, si può utilizzare la formula di Darcy-Weisbach, espressa in funzione della portata:

$$\Delta H = \frac{8 \cdot f \cdot L \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5}$$

dove:

- L [m] = lunghezza della condotta;
- D [m] = diametro interno della condotta;
- Q [m<sup>3</sup>/sec] = portata defluente nella condotta;
- f [-] = fattore di attrito, funzione della scabrezza e del numero di Reynolds.

Le perdite di carico  $\Delta H$  causano una perdita di produzione energetica pari a:

$$\Delta E = 9.81 \cdot \eta \cdot Q \cdot \Delta t \cdot \Delta H$$

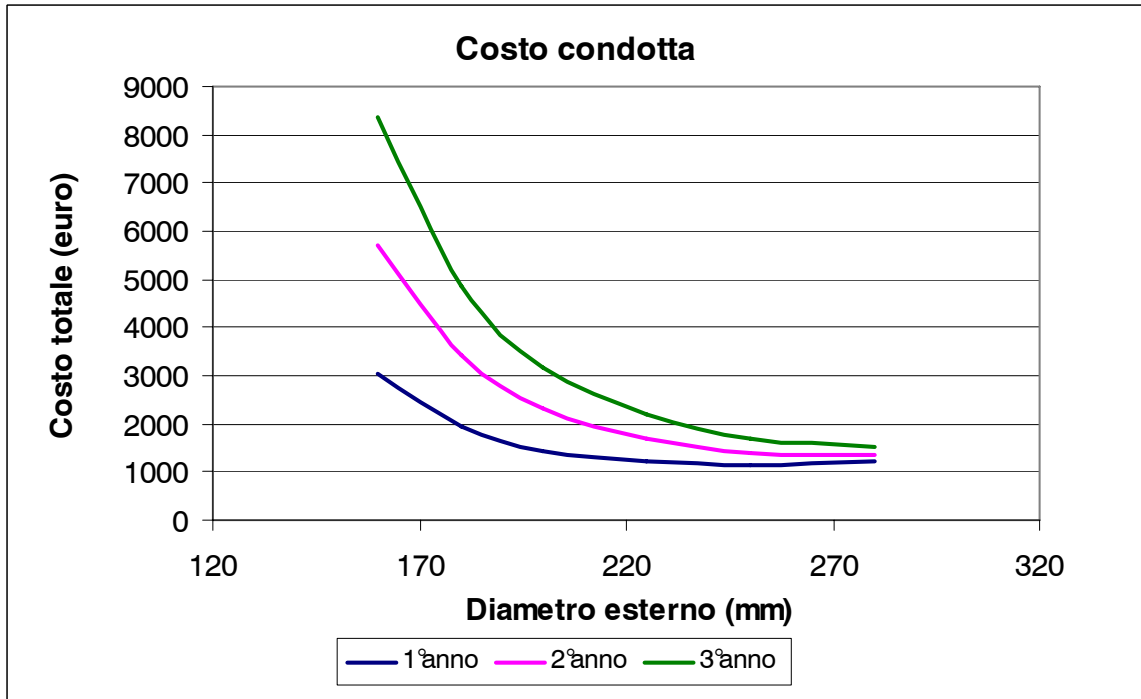
con:

- $\Delta E$  [kWh] = perdita di produzione energetica;
- $\eta$  [-] = rendimento del gruppo turbina + generatore;
- Q [m<sup>3</sup>/sec] = portata defluente;
- $\Delta t$  [ore] = durata annua della portata Q;
- $\Delta H$  [m] = perdita di carico.

Alla perdita di energia prodotta corrisponde una perdita economica che dipende dal prezzo dell'energia elettrica. Come già visto al secondo capitolo, i micro impianti, per i primi 15 anni di servizio, vendono l'energia prodotta a 0,22 /Kwh (tariffa onnicomprensiva).

A questo punto, per i diametri commerciali presi in considerazione, possono essere calcolati sia il prezzo della condotte che le perdite distribuite cui danno luogo; tali dati sono sufficienti a determinare il diametro che garantisce la maggiore convenienza economica:

		L = 33m, $\eta = 0.72$ , PEAD PN6					
		D <sub>esterno</sub> (mm)					
		160	180	200	225	250	280
	Prezzo ( /m)	11.58	14.42	17.88	22.47	25.43	31.77
	Prezzo ( )	382	476	590	742	839	1048
	$\Delta E$ annua (kWh)	12083	6665	3939	2184	1290	731
	$\Delta$ annua ( )	2658	1466	867	480	284	161
Costo totale ( )	1°anno	3040	1942	1457	1222	1123	1209
	2°anno	5699	3408	2323	1702	1407	1370
	3°anno	8357	4875	3190	2183	1691	1531



Già a partire dal secondo anno, è conveniente scegliere la condotta avente il massimo tra i diametri analizzati. Si sceglie quindi  $D_{esterno} = 280 \text{ mm}$  ( $D_{interno} = 258.6 \text{ mm}$ ).

A questo punto è necessario verificare che nella condotta la pressione nominale non superi il valore di 6 bar.

La pressione nominale è data dalla somma della pressione idrostatica massima, delle sovrappressioni dovute al colpo d'ariete e della pressione equivalente dovuta alle sollecitazioni esterne (per le tubazioni leggere consistono essenzialmente nel peso del terreno di rinterro).

#### Pressione equivalente

Nel caso attuale si è ipotizzato che la condotta sia inserita all'interno della vecchia tubazione, o comunque che venga alloggiata in un'intercapedine posta sotto il piano di calpestio, quindi non è soggetta a sollecitazioni esterne: la pressione equivalente è nulla.

#### Pressione idrostatica massima

Si raggiunge nella sezione terminale della condotta ed è pari alla differenza tra la quota del pelo libero nella vasca di carico (198,09 m slm) e la quota della sezione terminale della condotta. Tale quota dovrà essere sufficientemente superiore alla quota di fondo del canale restitutore, per consentire l'inserimento della turbina. Si fissa per la quota della sezione terminale della condotta il valore 189,09 m slm (0,84 m al di sopra della quota di scarico). La pressione idrostatica massima è quindi pari a  $198,09 \text{ m slm} - 189,09 \text{ m slm} = 9 \text{ m}$  di colonna d'acqua (**0.85 bar**).

#### Sovrappressione dovuta al colpo d'ariete

Perché si abbia  $PN < 6$ , occorre che la sovrappressione dovuta al colpo d'ariete non superi il valore di  $6 - 0.85 = 5.15 \text{ bar}$ .

Il valore della sovrappressione/depressione in caso di *manovra brusca e istantanea* può essere calcolato mediante la formula di Allievi:

$$\frac{\Delta p}{\gamma} = a \cdot \frac{v_0}{g}$$

in cui:

$\Delta p$ [kg/m <sup>2</sup> ]	=	sovrappressione/depressione;
$\gamma$ [kg/m <sup>3</sup> ]	=	peso specifico dell'acqua (1000 kg/m <sup>3</sup> );
$v_0$ [m/sec]	=	velocità dell'acqua in condotta;
$g$ [m/sec <sup>2</sup> ]	=	accelerazione di gravità (9,81 m/sec <sup>2</sup> );
$a$ [m/sec]	=	celerità, data da:

$$a = \frac{\sqrt{\varepsilon / \rho}}{\sqrt{1 + (D/s) \cdot (\varepsilon / E)}}$$

con:

$\varepsilon$ [kg/m <sup>2</sup> ]	=	comprimibilità del liquido ( $2,07 \cdot 10^8$ kg/m <sup>2</sup> );
$\rho$ [kg · sec <sup>2</sup> /m <sup>4</sup> ]	=	massa volumica dell'acqua (102 kg · sec <sup>2</sup> /m <sup>4</sup> );
$D/s$ [-]	=	diametro interno della condotta / spessore;
$E$ [kg/m <sup>2</sup> ]	=	modulo di Young (PEAD: $9 \cdot 10^8$ kg/m <sup>2</sup> )

In caso di *manovra lenta*, le onde di depressione e di sovrappressione si sovrappongono smorzandosi a vicenda; per tenere conto di questo fatto per il calcolo di  $\Delta p$  si utilizza la formula di Michaud:

$$\frac{\Delta p}{\gamma} = a \cdot \frac{v_0}{\Theta g}$$

dove:

$\Theta$	=	$T_c/T_f$
$T_f$	=	tempo di fase = $2L/a$

La formula di Michaud è valida per manovre *lente* ( $T_c > T_f$ ) e *lineari*. In caso di manovra non lineare, il costruttore dell'organo di intercettazione della portata deve fornire grafici che permettono di ricavare  $\Delta p$  in funzione di  $\Theta$ .

Si procede quindi al calcolo del valore di  $\Delta p$  per l'impianto in esame.

La celerità  $a$  vale:

$$a = \frac{\sqrt{\frac{2,07 \cdot 10^8}{102}}}{\sqrt{1 + \frac{258,6}{10,7} \cdot \frac{2,07 \cdot 10^8}{9 \cdot 10^8}}} = 556 \text{ m/sec}$$

La sovrappressione in caso di *manovra brusca e istantanea* vale:

$$\Delta p_{Allievi} = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 556 \frac{\text{m}}{\text{sec}} \cdot \frac{1,85 \text{ m/sec}}{9,81 \text{ m/sec}^2} = 104852 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 9,96 \text{ bar}$$

Per limitare la sovrappressione al valore di 5.15 bar sarà sufficiente adottare un tempo di chiusura pari a  $T_c$ :

$$\Theta_{\min} = \frac{9.96}{5.15} = 1.93$$

$$\Theta_{\min} = \frac{T_{c \min}}{T_f} = \frac{T_{c \min}}{\frac{2L}{a}} = \frac{T_{c \min}}{2 \cdot 33m / 556m/sec} = 1.93$$

$$T_{c \min} = 1.93 \cdot \frac{2 \cdot 33m}{556m/sec} = 0.23 \text{ sec}$$

Per  $T_c \geq 0.23 \text{ sec}$  la condizione  $PN \leq 6$  è rispettata.

### Caratteristiche di progetto

Si riassumono le caratteristiche della tubazione scelta:

<b>Materiale</b>	<b>PEAD PE100</b>
<b>Pressione nominale</b>	<b>6 bar</b>
<b>Diametro esterno</b>	<b>280 mm</b>
<b>Spessore</b>	<b>10.7 mm</b>
<b>Velocità massima di progetto</b>	<b>1.85 m/sec</b>
<b>Velocità minima di progetto</b>	<b>0.36 m/sec</b>
<b>Prezzo unitario</b>	<b>31.77 /m</b>
<b>Lunghezza</b>	<b>33 m</b>
<b>Prezzo</b>	<b>1048</b>
<b>Dislivello</b>	<b>9 m</b>

Le perdite di carico dovute al moto dell'acqua nella condotta sono pari alla somma delle perdite distribuite  $\Delta h_d$  e delle perdite concentrate  $\Delta h_c$ . In questo caso, la condotta ha un percorso rettilineo, per cui l'unica perdita concentrata di cui tenere conto è la perdita di imbocco, quantificabile con la seguente:

$$\Delta h_c = 0.5 \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Per le perdite distribuite vale la sopra citata formula di Darcy-Weisbach:

$$\Delta h_d = \frac{8 \cdot f \cdot L \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5}$$

Al deflusso della portata massima si ha:

$$\Delta h_d = 0.33 \text{ m}$$

$$\Delta h_c = 0.09 \text{ m}$$

Quindi il salto disponibile al netto delle perdite di carico è pari a:

$$H_{\text{netto}} = 9 \text{ m} - (0.33 \text{ m} + 0.09 \text{ m}) = 8.58 \text{ m}$$

## 4.4 – Centrale

La centrale sarà ricavata nella stanza che già un tempo ospitava la turbina del vecchio impianto.

Attualmente il pavimento è posto a quota 190,45 m slm: sarà necessario abbassare tale quota per sfruttare al meglio il salto disponibile, almeno nella zona destinata alla turbina, infatti è previsto che la quota di arrivo della condotta sia pari a 189,09 m slm. Le dimensioni della turbina determineranno l'entità di tale abbassamento.

La centrale dovrà contenere al suo interno la turbina e il generatore.

I quadri elettrici di trasformazione sono già esistenti e sono posizionati in una apposita cabina all'esterno dell'edificio.

Le Tavole 1 e 2 riportate in allegato, alle quali si rimanda, mostrano la disposizione del gruppo turbina-generatore all'interno della fabbrica.

### 4.4.1 – Gruppo generatore-turbina

I dati di progetto su cui dimensionare la turbina sono:

$$\begin{aligned}H_{\text{netto}} &= 8.58 \text{ m} \\Q_{\text{max}} &= 97 \text{ L/sec} \\P \text{ (kW)} &= 9.81 \cdot Q_{\text{max}} \text{ (m}^3\text{/sec)} \cdot H_{\text{netto}} \text{ (m)} = \\&= 9.81 \cdot 0.097 \cdot 8.58 = 8.16 \text{ kW}\end{aligned}$$

La turbina idraulica più adatta all'impianto in questione è la turbina Banki-Michell, che lavora bene su salti medi e alti (dai 5 ai 200 metri circa) e su un vasto range di portate (da poche decine a qualche migliaio di L/sec). Con i dati di progetto sopra riportati infatti le versioni "ridotte" delle turbine "classiche", peraltro più costose, non sono adatte:

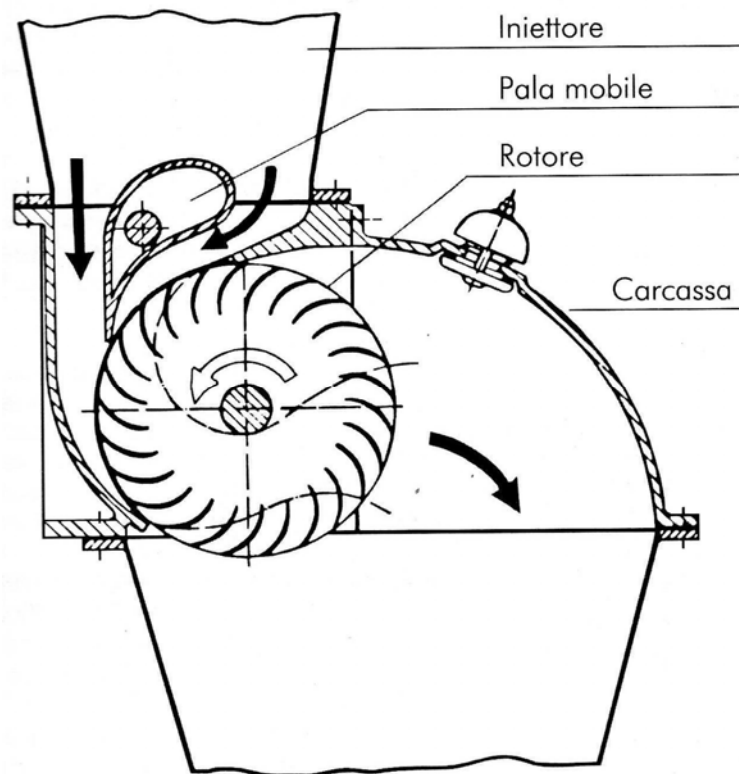
- la micro Pelton richiede salti di qualche decina di metri;
- le Francis e le Kaplan non vengono neppure prodotte per potenze inferiori ai 100 kW;
- la micro Turgo richiede salti di almeno 15 – 20 metri.

Anche macchine idrauliche più tipicamente "micro", come la ruota idraulica e la coclea, in questo caso non sono appropriate, poiché le opere civili già esistenti inducono alla scelta di una macchina idraulica compatta, di tipo convenzionale. In ogni caso, i dati di progetto comporterebbero per la coclea una forma non ottimale perché eccessivamente snella (per coprire 8,58 metri di salto è necessaria una coclea di oltre 15 m mentre la portata di 97 L/sec è smaltita da coclee aventi diametro di poche decine di centimetri) e per la ruota idraulica un diametro molto grande, che farebbe venire meno il principale vantaggio della ruota (l'economicità).

Una possibile alternativa è rappresentata dalla pompa reversibile. Tale soluzione è già stata vagliata al 3.1.2, al quale si rimanda, ed è stata scartata poiché è stata ritenuta economicamente più vantaggiosa la scelta della Banki-Michell.

Il principio di funzionamento di questo tipo di turbina, schematicamente illustrato in figura 4.4.1.1, è il seguente: l'acqua, guidata dall'iniettore, entra tra le pale, percorre trasversalmente l'interno del rotore e quindi si scarica attraversando di nuovo le pale dalla parte opposta. La maggior quantità di energia è ceduta nel primo passaggio, mentre dal secondo si ricava solo una piccola porzione supplementare; questo sistema tuttavia permette di scaricare l'acqua senza creare perdite, anzi recuperando ancora un poco di energia (circa 1/5 di quella ceduta all'ingresso nel rotore), inoltre fa sì che le pale siano percorse dall'acqua in entrambi i sensi, facilitando la rimozione di eventuali corpi estranei. Quest'ultimo è un aspetto importante nei piccoli impianti, sia perché spesso non sono presidiati giornalmente, sia perché lo smaltimento dei rifiuti derivanti dalla pulizia dei macchinari rappresenta, tra i costi di gestione, la voce più importante.

Figura 4.4.1.1 – Turbina Banki-Michell: funzionamento

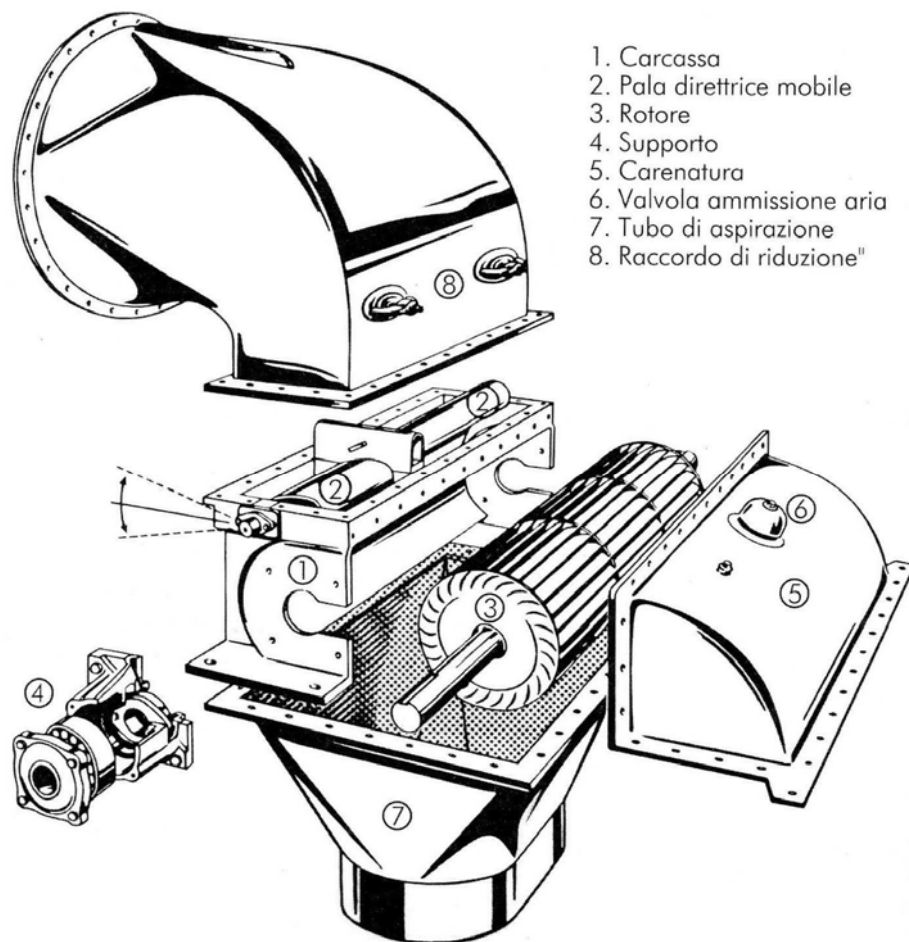


Un altro aspetto molto interessante di questa macchina sta nel fatto che essa offre la semplicità costruttiva e di funzionamento tipica delle turbine ad azione, e contemporaneamente riesce a smaltire forti portate d'acqua (contrariamente alle classiche turbine ad azione, tipo la Pelton) grazie alla forma del suo rotore, che può essere realizzato anche di lunghezza notevole rispetto al diametro. La Banki-Michell pertanto è in grado di funzionare bene anche nel campo di impiego delle turbine a reazione; il difetto principale di questa macchina è il fatto che la sua velocità di rotazione è strettamente legata alla caduta a disposizione (così come per le Pelton), per cui se questa è piccola è generalmente necessario impiegare un moltiplicatore di giri.

Altra caratteristica di questa turbina è la capacità di adattarsi a variazioni di portata anche considerevoli senza che il suo rendimento (che nei modelli migliori può superare l'80%) ne risulti molto influenzato.

La ditta Ossberger in particolare ha perfezionato questo aspetto: nella turbina Ossberger (figura 4.4.1.2) la regolazione della portata è ottenuta grazie alla suddivisione dell'iniettore in due settori diseguali, l'uno il doppio dell'altro. Ciascuno dei due settori è dotato di una pala direttrice mobile collegata ad un servomeccanismo automatico che realizza continuamente la regolazione della portata in base al carico.

Figura 4.4.1.2 – Turbina Ossberger



Si procede quindi al dimensionamento della turbina. Se si decide di acquistare una turbina, non è necessario un dimensionamento accurato, che viene eseguito direttamente dalla casa costruttrice. Si fa presente comunque che la turbina Banki-Michell è costruttivamente piuttosto semplice, quindi può essere realizzata in proprio, con alcune semplificazioni che sacrificano qualche punto di rendimento, con una normale attrezzatura da carpenteria metallica.

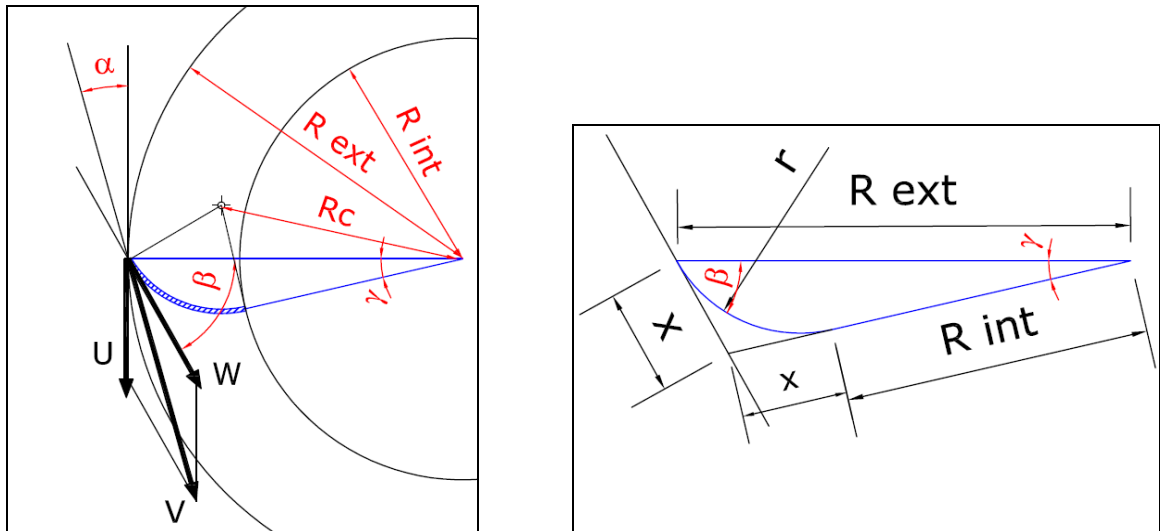
***Il prezzo di mercato di un gruppo generatore - turbina (Banki-Michell) avente potenza in ingresso pari a 8 kW si aggira attorno ai 6000 .***



In ogni caso, la corretta progettazione della centrale non può prescindere dalle dimensioni della turbina, che vanno quindi stimate tramite un dimensionamento di massima, di cui si illustrano di seguito i passaggi fondamentali<sup>a</sup>.

Con riferimento alla figura 4.4.1.3:

Figura 4.4.1.3 – Turbina Banki-Michell: schema di riferimento



- $V = 0,98\sqrt{2 \cdot g \cdot H_{netto}}$  = velocità con cui l'acqua esce dall'iniettore ed entra nel rotore. Siccome l'ingresso dell'acqua nella turbina avviene lungo un arco di cerchio e non in un punto, bisognerebbe considerare la velocità dell'acqua punto per punto, tuttavia si fa riferimento per semplicità al punto medio dell'iniettore, supposto sull'asse del rotore. Nel caso in esame:

$$V = 12.71 \text{ m/sec}$$

- $\alpha$  = angolo compreso tra la direzione della velocità assoluta di ingresso dell'acqua e la tangente al rotore. Viene fissato tra  $15^\circ$  e  $25^\circ$  (valori più bassi in corrispondenza di bassi valori di  $n_c$ , e viceversa). Nel caso in esame viene fissato il valore, la cui adeguatezza sarà verificata in seguito:

$$\alpha = 20^\circ$$

- $U$  = velocità periferica del rotore. La condizione di massimo rendimento per le turbine ad azione impone:  $U = 0,5 \cdot V \cdot \cos \alpha$ . Ciò si ottiene calibrando opportunamente il momento resistente. Nel caso in esame:

$$U = 5.97 \text{ m/sec}$$

- $\vec{W} = \vec{V} - \vec{U}$  = velocità relativa all'ingresso nelle pale. Per minimizzare le perdite di energia, il profilo delle pale deve essere tangente alla velocità relativa: da ciò si ricava l'angolo  $\beta$ . Con le formule della trigonometria si arriva alla seguente:

$$\frac{\pi}{2} - \beta = \arctan(2 \tan \alpha)$$

<sup>a</sup> Tratto dal testo "Costruzione di una turbina Michell-Banki", autori: Luciano Paoli, Giorgio Ridolfi, editrice Il Rostro.

Nel caso in esame:

$$\beta = 54^\circ$$

- Per questioni di simmetria con il secondo passaggio dell'acqua fra le pale, si arriva a concludere che la velocità relativa dell'acqua in uscita dalle pale al primo stadio deve essere radiale, cioè che il profilo delle pale in corrispondenza al diametro interno del rotore deve essere diretto come il raggio.
- Il numero di giri della turbina si calcola con la seguente:

$$n = \frac{60U}{\pi D_{ext}}$$

La cosa migliore è ottenere un valore di  $n$  che consenta di fare a meno di un moltiplicatore di giri. Sono in commercio alternatori trifase a basso rpm, utilizzati per lo più nel campo dell'eolico, che scendono fino a 500 rpm, al prezzo di poche centinaia di euro. Si fissa pertanto:

$$n = 500 \text{ rpm}$$

Ottenendo, per il diametro del rotore:

$$D_{ext} = 228 \text{ mm}$$

Tale valore è accettabile: nelle più comuni realizzazioni il diametro esterno del rotore oscilla fra i 200 e i 400 mm; quello interno normalmente è pari ai 2/3 di quello esterno:

$$D_{int} = 152 \text{ mm}$$

I valori limite del diametro esterno sono dettati dall'esigenza di non avere un diametro troppo piccolo, che comporterebbe lunghezze eccessive del rotore, né troppo grande, che richiederebbe un'eccessiva moltiplicazione di giri.

- Un corretto dimensionamento richiede che il numero di giri caratteristico  $n_c$ , per una turbina Michell-Banki, sia compreso tra 18 e 50:

$$n_c = n \cdot \frac{\sqrt{Q}}{\sqrt[4]{H_n^3}} = 500 \cdot \frac{\sqrt{0.097}}{\sqrt[4]{8.58^3}} = 31$$

Il valore è posto quasi a metà dell'intervallo 18 – 50, pertanto anche la scelta di  $\alpha = 20^\circ$  è corretta.

- Per motivi tecnico – pratici, il numero  $z$  delle pale si fissa in un numero multiplo di 4 compreso tra 20 e 32: valori inferiori determinerebbero sollecitazioni eccessive per le pale, mentre valori superiori complicherebbero eccessivamente la fase costruttiva e aumenterebbero le perdite. In questo caso la turbina è di dimensioni piuttosto piccole, quindi si sceglie per  $z$  un valore basso:

$$z = 20$$

Applicando un po' di trigonometria, con riferimento alla figura 4.4.1.3, si arrivano a determinare tutti i parametri necessari a tracciare il profilo delle pale:

$$\frac{R_{ext}}{\sin(\beta + \gamma)} = \frac{x}{\sin \gamma} = \frac{R_{int} + x}{\sin \beta}, \quad x \cdot \tan\left(\frac{\pi - (\beta + \gamma)}{2}\right) = r$$

Nel caso attuale:

$$\gamma = 12^\circ$$

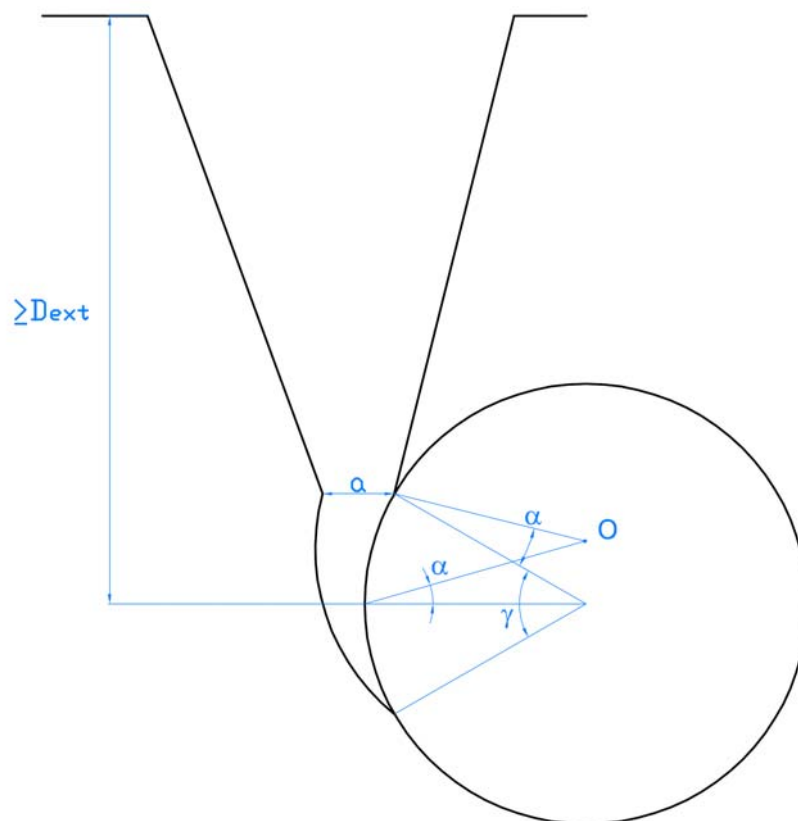
$$x = 25 \text{ mm}$$

$$r = 39 \text{ mm}$$

$$R_c = 84 \text{ mm}$$

- Altro importante elemento da dimensionare è l'iniettore (con riferimento a figura 4.4.1.4).

Figura 4.4.1.4 – Dimensionamento dell'iniettore: procedimento grafico



La Banki-Michell è una turbina ad ammissione parziale, cioè l'acqua entra nel rotore attraverso una frazione della sua circonferenza.

Le tipologie più semplici ed economiche hanno piccoli archi di ammissione, con un angolo al centro  $\gamma$  di  $45^\circ - 60^\circ$ . Si definisce fattore d'ammissione  $f$  il valore  $f = \gamma/360^\circ$ . Visto che l'angolo è abbastanza piccolo, l'arco di ammissione può essere posto a cavallo dell'asse orizzontale del rotore: tale disposizione, oltre ad avere il pregio della semplicità, permette di utilizzare meglio il salto d'acqua. L'angolo al centro che sottende l'arco di ammissione viene fissato, nel caso attuale, pari a  $60^\circ$  (valori inferiori determinerebbero un valore troppo basso dell'arco di ammissione).

Deciso l'arco di ammissione e la sua posizione, si può procedere al disegno della parte terminale dell'iniettore, che può essere approssimato da un arco di cerchio centrato in O.

La dimensione  $a$  della strozzatura dell'iniettore fornita dal procedimento grafico mostrato in figura 4.4.14 è pressappoco pari al valore teorico:

$$a = (\pi D_{ext} - s_p z) \cdot f \cdot \sin \alpha$$

dove le lunghezze sono espresse in metri e:

$s_p$  = spessore di una pala (2,5 – 4 mm).

Nel caso attuale, ponendo  $s_p = 3$  mm, si ottiene:

$$a = 37 \text{ mm}$$

- A questo punto si può calcolare la lunghezza  $b$  dell'iniettore, dove con  $b$  si intende la dimensione dell'iniettore parallela all'asse del rotore:

$$b = Q/(a \cdot V) = 204 \text{ mm}$$

È buona norma che la lunghezza  $B$  del rotore sia tale da lasciare uno spazio di 10 – 15 mm per parte:  $B = b + (0.02 \div 0.03)$  (m), purché  $B \leq 3D_{ext}$ .

In questo caso:

$$B = 234 \text{ mm}$$

- Per il dimensionamento dell'albero infine si possono utilizzare in prima approssimazione le seguenti formule:

$$M = \frac{9600 \cdot P}{\eta_g \cdot n} \quad d = 7\sqrt[3]{M}, \text{ dove:}$$

$M$  = momento torcente (N·m)

$P$  = potenza erogata dall'impianto (kW)

$\eta_{gt}$  = rendimento del generatore e della trasmissione, che si può porre pari a 0,9

$n$  = giri al minuto della turbina

$d$  = diametro dell'albero (mm)

Si ottiene:

$$M = \frac{9600 \cdot 5.88 \text{ kW}}{0.9 \cdot 500 \text{ rpm}} = 125 \text{ N} \cdot \text{m} \quad , \quad d = 35 \text{ mm}$$

Solitamente il generatore si acquista unitamente alla turbina. I costruttori forniscono il gruppo generatore-turbina già dimensionato e proporzionato a seconda della potenza in ingresso, pertanto non ci si addentra nel dimensionamento del generatore, ma ci si accontenta di dare alcune indicazioni sulla velocità di rotazione e sulla potenza in ingresso e in uscita. Nel dimensionamento della turbina, si è fatta l'ipotesi di utilizzare un generatore trifase a bassa velocità di rotazione (500 rpm), al fine di evitare il moltiplicatore di giri: in questo caso, il generatore viene installato direttamente sull'asse della turbina. Siccome la turbina è ad asse orizzontale, ciò significa che il generatore sarà posto a fianco della turbina, non sopra. Questa disposizione comporta maggiore ingombro planimetrico, minore ingombro altimetrico. In questo caso non si hanno particolari problemi di

ingombro, dal momento che il locale da adibire a centrale è più grande dello stretto necessario.

La frequenza della corrente in uscita dal generatore è legata alla velocità di rotazione del motore e al numero di coppie polari secondo la:

$$n = \frac{60f}{p}$$

dove:

- n [rpm] = giri al minuto del motore elettrico  
f [Hz] = frequenza della corrente in uscita (posta pari a 50 Hz, per poter essere immessa nella rete elettrica nazionale)  
p [-] = numero di coppie polari del motore elettrico

In questo caso, avendo posto  $n = 500$  rpm e  $f = 50$  Hz, si ricava  $p = 6$ .

Per quanto riguarda l'ingombro del gruppo generatore-turbina, si ha:

- Ingombro planimetrico turbina =  $D_{\text{ext}} \times B = 228 \text{ mm} \times 234 \text{ mm} \approx 0.25 \text{ m} \times 0.25 \text{ m}$ .  
*Considerando, orientativamente, lo stesso ingombro anche per l'alternatore*, si ha:  
Ingombro planimetrico del gruppo =  $0.25 \text{ m} \times 0.50 \text{ m}$ ;
- Ingombro altimetrico del gruppo = ingombro altimetrico turbina (vedi figura 2.4.1.2) =  $D_{\text{ext}} + D_{\text{ext}}/2 = 342 \text{ mm} \approx 0.35 \text{ m}$ .

La posizione della turbina rispetto alla quota attuale del pavimento della centrale (190,45 m slm) è mostrata in figura 2.4.1.5.

Assumendo per la turbina un rendimento dello 0.82 e per il generatore un rendimento dello 0.88, si ha:

- Turbina: potenza in ingresso = 8.16 kW  
potenza in uscita =  $8.16 \text{ kW} \cdot 0.82 = 6.69 \text{ kW}$
- Generatore: potenza in ingresso = 6.69 kW  
Potenza in uscita =  $6.69 \text{ kW} \cdot 0.88 = 5.89 \text{ kW}$

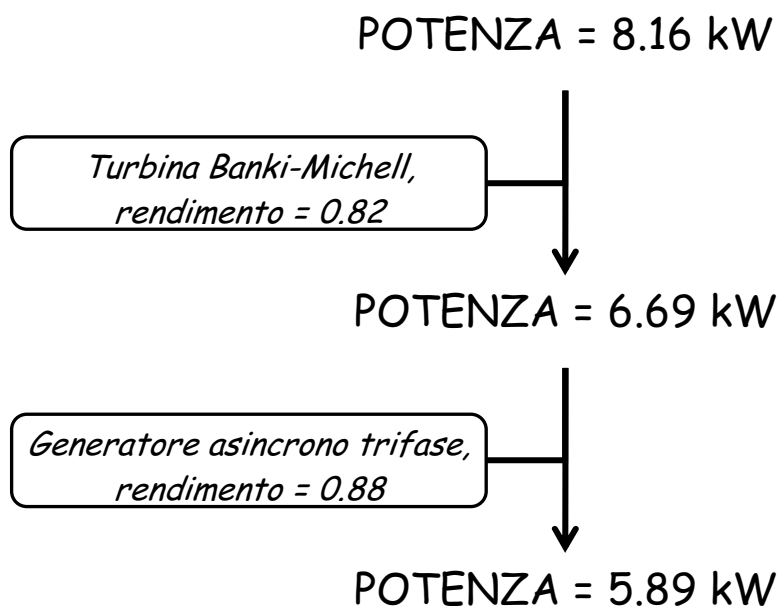
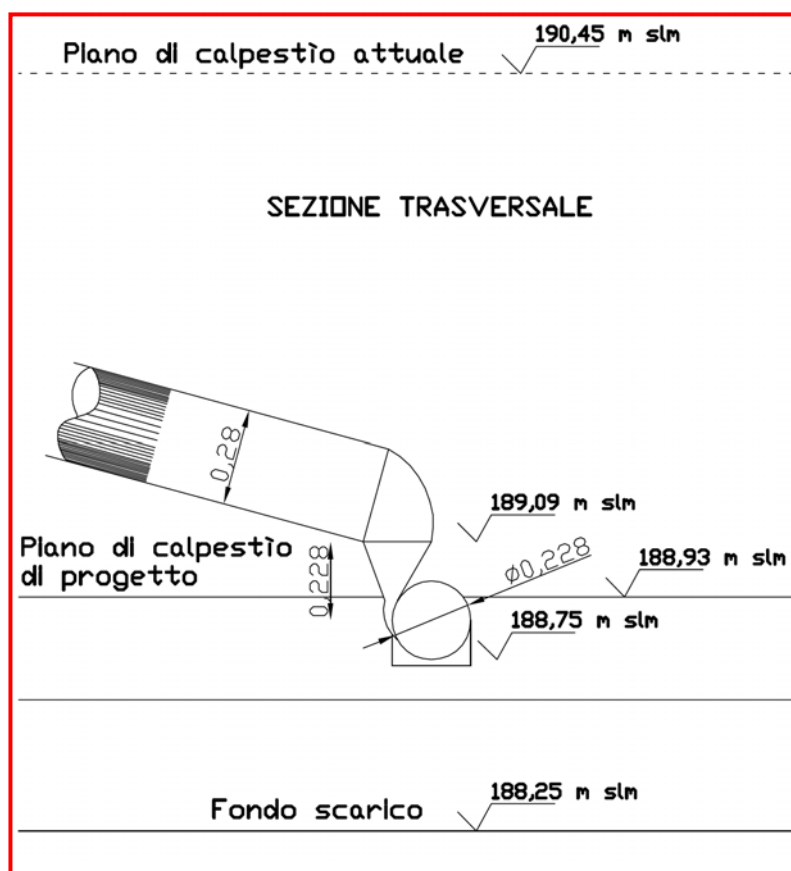


Figura 4.4.1.5 – Posizionamento altimetrico della turbina



## 4.5 – Canale di restituzione

Il canale di restituzione è già esistente, passa al di sotto del pavimento della stanza destinata ad ospitare il gruppo turbina-generatore, corre parallelamente al Tufere per circa 15 metri e poi vi si getta (fotografie 4.5.1 e 4.5.2).



Fotografia  
4.5.1 –  
Collegamento  
della centrale  
con il canale di  
scarico, oggi  
chiuso da una  
parete di  
mattoni



Fotografia  
4.5.2 –  
Canale di  
restituzione  
(destra) che  
si immette  
nel Tufere  
(sinistra),  
punto di  
vista con le  
spalle a  
monte

Il livello idrico nel Tufere potrebbe raggiungere valori tali da rigurgitare il canale di restituzione e impedire lo scarico: è necessario verificare che ciò accada per portate aventi un tempo di ritorno maggiore di 200 anni.

A tal fine, si costruisce il profilo di rigurgito nel canale di restituzione quando vi scorre la portata massima di progetto e quando nel Tufere si verifica la portata massima duecentennale.

Il canale di restituzione è largo 0.7 m, la quota di fondo iniziale è pari a 188.25 m slm, la quota alla quale avviene la confluenza con il Tufere è pari a 185 m slm circa. Siccome il canale di restituzione è lungo 15 m, la sua pendenza è pari a:

$$i = \frac{188.25 \text{ m slm} - 185 \text{ m slm}}{15 \text{ m}} = 0.216$$

L'altezza critica nel canale di restituzione, per  $Q = Q_{\max}$  di progetto, vale:

$$k_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} = \sqrt[3]{\frac{0.097^2}{9.81 \cdot 0.7^2}} \text{ m} = 0.125 \text{ m}$$

L'altezza di moto uniforme è legata alla  $Q_{\max}$  di progetto dalla:

$$Q = K \cdot \sqrt{i} \cdot A \cdot \bar{R}^{2/3} \Rightarrow h_u = 0.063 \text{ m}$$

$h_u < k_c$ , pertanto il canale di restituzione, per  $Q = Q_{\max}$  di progetto, è un *alveo a forte pendenza*.

La portata duecentennale stimata per il Tufere è pari a  $11,6 \text{ m}^3/\text{sec}^a$ . Tale portata defluisce nel Tufere con un'altezza che può essere calcolata con la nota formula di Gauckler-Strickler:

$$Q = K \cdot \sqrt{i} \cdot A \cdot \bar{R}^{2/3}$$

Sulla base dei sopralluoghi effettuati e della cartografia, si pone:

$$K = 33 \text{ m}^{1/3}/\text{sec}$$

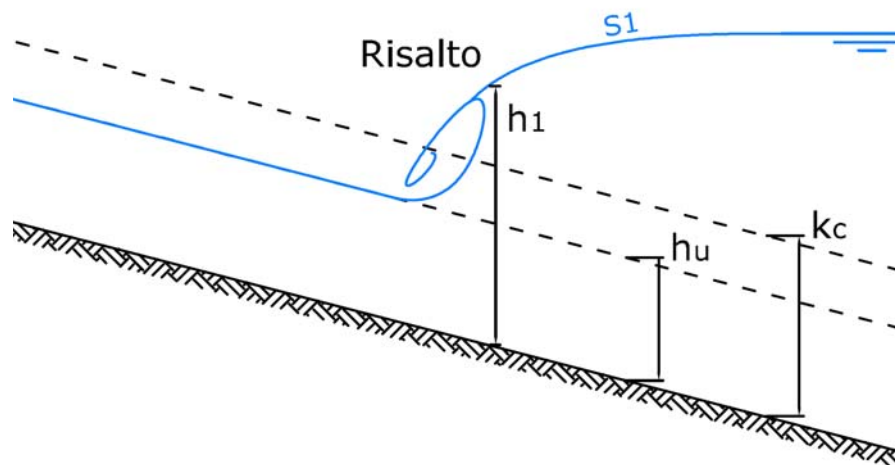
$$i = 0.016$$

$$B = 3.9 \text{ m}$$

Per  $Q = 11.6 \text{ m}^3/\text{sec}$  si ottiene  $h = 0.96 \text{ m}$ .

Nella sezione terminale del canale di restituzione, dovendosi avere  $h = 0.96 \text{ m} > k_c$ , la corrente sarà lenta. Il profilo di rigurgito che si verifica in *alvei a forte pendenza* in caso di *corrente lenta* è un profilo di tipo *S1*. (vedi figura 4.5.1). Tale profilo si costruisce per passi partendo dalla sezione terminale ( $h = 0.96 \text{ m}$ ) e risalendo verso monte.

Figura 4.5.1 – Profilo di rigurgito di tipo S1



La sezione del risalto si individua andando a cercare la sezione per la quale la spinta totale da valle eguaglia la spinta totale da monte. In caso di sezione rettangolare ciò accade quando si verifica l'eguaglianza, da valle e da monte, della *funzione invariante del risalto*:

$$f(h) = 0.5h^2 + \frac{k_c^3}{h}$$

Sapendo che a monte  $h$  vale  $h_u$ , si ricava facilmente l'altezza coniugata del risalto  $h_1$ :

$$h_1 = 0.219 \text{ m}$$

La lunghezza  $L$  del risalto è data da:

$$L = 6.5 \cdot (h_1 - h_u) = 1 \text{ m}$$

La verifica alla portata duecentennale è rispettata se risulta, nella sezione iniziale,  $h < (188.93 \text{ m slm} - 0.3 \text{ m} - 188.25 \text{ m slm} = 0.38 \text{ m})$ , essendo  $188.93 \text{ m slm}$  la quota del

<sup>a</sup> Fonte: Elaborato Tecnico relativo al Reticolo Idrico Minore e relative Fasce di Rispetto – Comune di Pisogne



piano di calpestio della centrale, 0.3 m lo spessore del solaio, 188.25 m slm la quota del fondo del canale di scarico alla sezione iniziale (vedi figura 4.4.1.5).

Si passa quindi alla costruzione del profilo S1. Il profilo di rigurgito compreso tra due generiche sezioni i-esime, distanti  $\Delta s$ , si calcola con la seguente espressione (valida in caso di moto permanente gradualmente variato, quindi nel tratto compreso tra la sezione del risalto e la sezione terminale, con riferimento alla figura 4.5.1):

$$E_{i+1} - E_i = - \frac{Q^2}{K^2 \left[ \left( \frac{A_i + A_{i+1}}{2} \right)^2 \left( \frac{\bar{R}_i + \bar{R}_{i+1}}{2} \right)^{4/3} \right]} \Delta s$$

dove i vari termini hanno il significato visto più volte ed E rappresenta l'energia specifica della corrente rispetto ad un piano orizzontale di riferimento:

$$E = z + h + \frac{v^2}{2g}$$

con:

$z$  [m] = quota del fondo alveo riferita al piano di riferimento

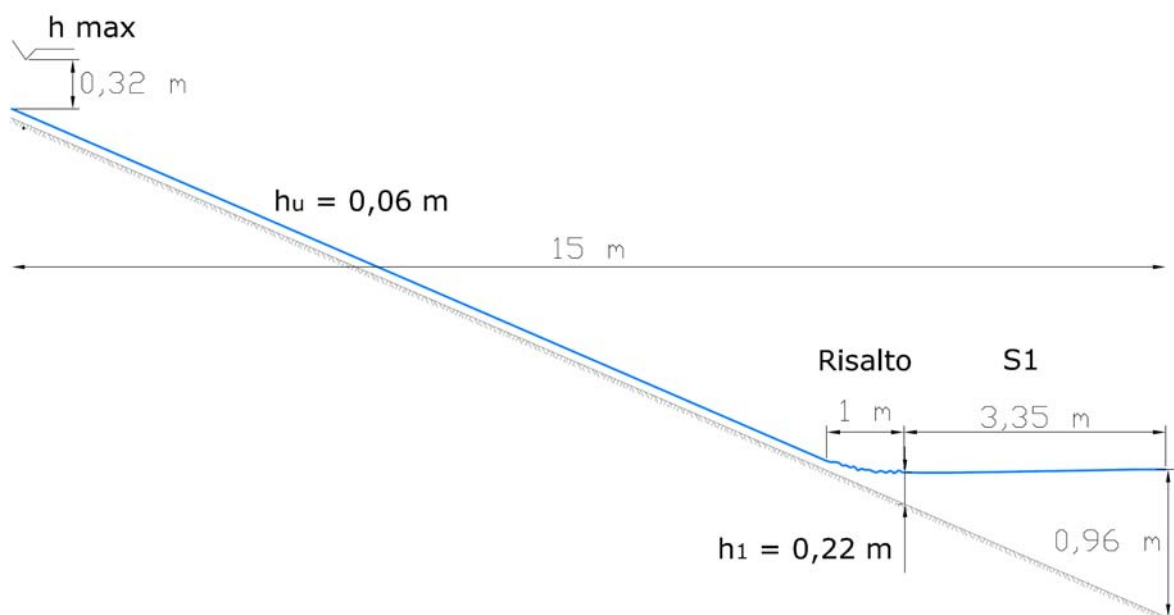
$h$  [m] = altezza liquida

$v^2/2g$  [m] = termine cinetico

Le espressioni viste permettono di ricavare, mediante iterazioni successive, l'altezza liquida delle successive sezioni, a partire dalla sezione di valle, ad altezza nota. In particolare, si trova che l'altezza  $h_1$  si verifica a 3.35 m dalla sezione terminale.

Il profilo, in scala alterata, è riportato in figura 4.5.2.

Figura 4.5.2 – Profilo di rigurgito del canale di restituzione in scala alterata



La verifica è superata: anche in caso di portata duecentennale nel Tufere, il canale di restituzione è in grado di scaricare  $Q_{max}$  di progetto senza che la centrale venga allagata.

## 4.6 Considerazioni economiche

È indispensabile verificare la convenienza dell'investimento nell'impianto progettato.

Un'analisi economica di dettaglio dovrà tenere conto di moltissimi fattori. I più importanti sono: la producibilità dell'impianto, i costi di costruzione, i costi di esercizio e manutenzione, la possibilità di usufruire di eventuali finanziamenti e/o sgravi fiscali, la possibilità di dilazionare le spese nel tempo, il tasso di capitalizzazione, l'effetto dell'inflazione, i tempi di realizzazione delle opere, il tempo di ritorno dell'investimento.

In questa trattazione, ci si limiterà a valutare in modo sommario costo iniziale dell'impianto, spese di progettazione, spese periodiche di manutenzione e a confrontare tali costi con il ricavo annuo presunto, stimando quindi, seppur grossolanamente, il tempo di ritorno dell'investimento.

Si considerano:

- Condotta forzata, il cui prezzo di mercato è stato stimato al 4.3.5 in circa 1050 ;
- Gruppo generatore-turbina da 8.16 kW, il cui prezzo di mercato è stato stimato al 4.4.1 in 6000 ;
- Scavi, riporti, ristrutturazione delle opere esistenti, di difficile valutazione. Si può assumere, orientativamente, una spesa di 5000 ;
- Produzione di atti e documenti, spese burocratiche, spese di progettazione, può assumersi pari a 7000 ;
- Valvole, paratoie, organi di comando, può prevedersi una spesa di 1000 ;
- Spese annue di manutenzione, non dovrebbero superare i 700 , data la modestia delle portate in gioco.

Si stima pertanto:

**Costo iniziale  $\approx 20000$**

**Costo annuo di manutenzione  $\approx 700$**

Si passa ora al calcolo della remuneratività dell'impianto:

**Potenza installata: 8.16 kW – Rendimento turbina = 0.82 – Rendimento gruppo = 0.72**

Giorni	$Q_{\text{der}}$ (m <sup>3</sup> /sec)	$H_{\text{netto}}$ (m)	$P_{\text{disp}}$ (kW)	$P_{\text{erogata}}$ (kW)	E (kWh)	$E_{\text{integrale}}$ (kWh)
365	0.019	8.98	1.67	1.21	145	
360	0.019	8.98	1.67	1.21	1218	145
320	0.021	8.98	1.85	1.33	1459	1362
280	0.027	8.96	2.37	1.71	2119	2822
240	0.043	8.91	3.76	2.71	3381	4941
200	0.070	8.78	6.03	4.34	4250	8322
160	0.073	8.76	6.27	4.51	4475	12572
120	0.078	8.73	6.68	4.81	4918	17047
80	0.089	8.65	7.55	5.44	5408	21966
40	0.096	8.60	8.10	5.83	5623	27374
0	0.097	8.59	8.16	5.88	0	<b>32997</b>

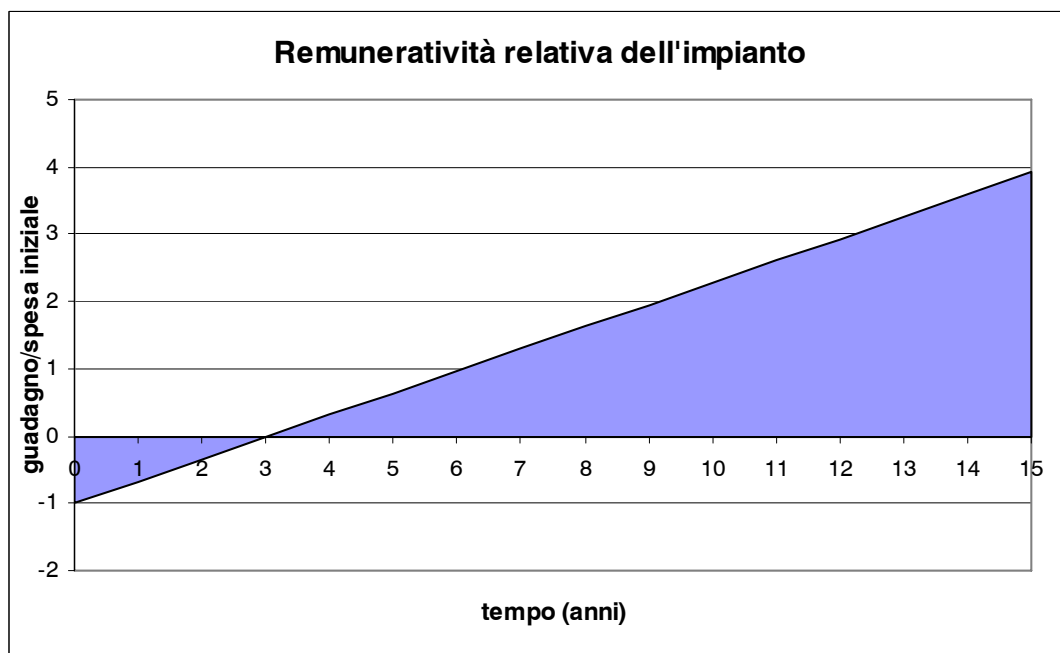
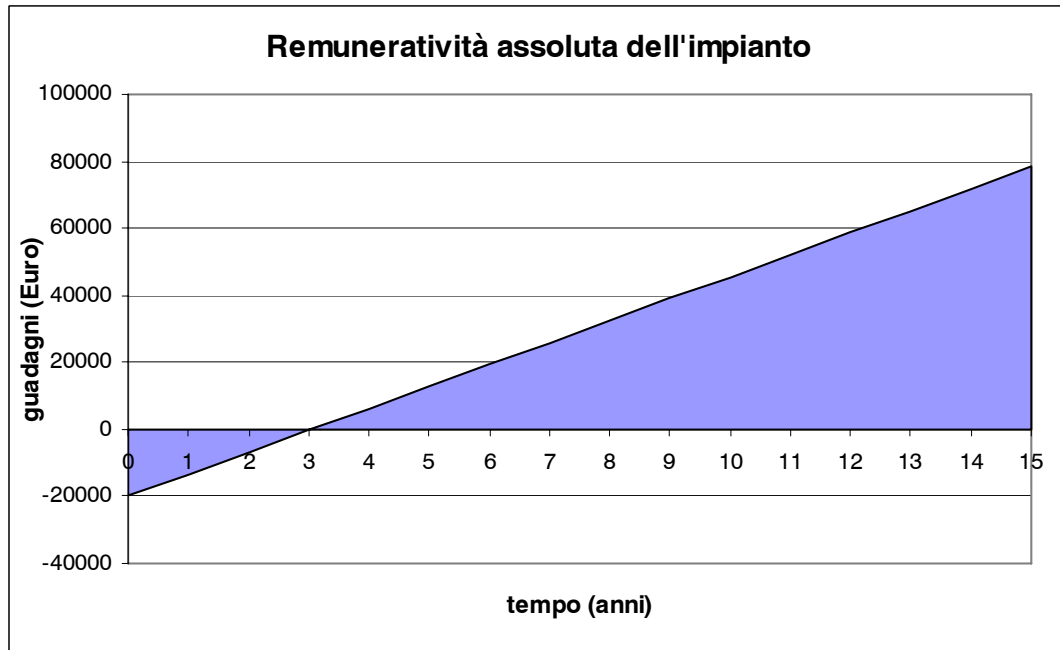
L'energia producibile annua risulta pertanto pari a circa 33 MWh. Ricordando che il prezzo dell'energia prodotta dai micro impianti è pari a 220 €/MWh (per i primi 15 anni di esercizio dell'impianto), risulta che l'impianto in esame consente un ricavo annuo pari a:

$$220 \text{ €/MWh} \cdot 33 \text{ MWh/anno} = 7260 \text{ €/anno}$$

Al netto delle spese di manutenzione:

$$\text{Remuneratività impianto} = (7260 - 700) \text{ €/anno} = 6560 \text{ €/anno}$$

Si ha pertanto che il costo iniziale dell'impianto, di 20000 €, viene recuperato in un tempo indicativamente pari a tre anni, come mostrato nel grafico che segue:



Dopo i primi 15 anni di esercizio, l'impianto, a fronte di una spesa iniziale di circa 20000 Euro, fornisce un guadagno (al netto del costo iniziale e delle spese annuali di manutenzione) di circa 78000 Euro, poco meno del quadruplo della spesa iniziale.

## CAPITOLO QUINTO: MICRO IMPIANTO SUL CANALE DEI RUMORI

Si sviluppa in questo capitolo una delle soluzioni progettuali individuate al 3.2.2, precisamente l'ipotesi di sfruttamento "B" del *sito sul Canale dei Rumori nei pressi del Ponte dei Rumori*. Dopo aver fornito una descrizione di massima dell'impianto si passerà al dimensionamento delle opere di presa, di adduzione, dell'equipaggiamento elettromeccanico e delle opere di restituzione. Infine verrà condotta un'analisi economica al fine di valutare la remuneratività dell'impianto.

### 5.1 – Descrizione di massima dell'impianto

I dati di massima, individuati al 3.2.2 e riassunti al 3.2.3, sono stati ritoccati in fase di dimensionamento delle opere, come si vedrà nei prossimi paragrafi. Si riassumono i principali dati tecnici di progetto, rettificati alla luce delle correzioni apportate:

UBICAZIONE IMPIANTO	Comune di Zeri (MS) – Loc. Noce
CORSO D'ACQUA INTERESSATO	Canale dei Rumori, tratto sotteso: 200 metri
SUPERFICIE BACINO IMBRIFERO	3,64 km <sup>2</sup>
POSIZIONE OPERA DI PRESA	1562760E, 4911605N, 635 m slm
POSIZIONE RESTITUZIONE	1562867E, 4911463N, 610 m slm
SALTO LORDO	25 m
PORTATA NATURALE MASSIMA (10gg)	670 L/s
PORTATA DERIVABILE MASSIMA	588 L/s
PORTATA DERIVATA MASSIMA	85 L/s
PORTATA DI CONCESSIONE	45 L/s
POTENZA DI CONCESSIONE	11 kW
MACCHINA IDRAULICA	Turbina Banki Michell
POTENZA INSTALLATA	20 kW all'asse della turbina
POTENZA EROGATA	14 kW ai morsetti
PERIODO OPERATIVO MEDIO NELL'ANNO	9 mesi <sup>a</sup>

<sup>a</sup> La Provincia di Massa Carrara impone per gli impianti idroelettrici il fermo impianto per i 3 mesi estivi.

L'impianto in questione sarà un micro impianto del tipo *ad acqua fluente*. Si riporta di seguito un estratto della CTR con sovrapposta la mappa catastale (utile per individuare la strada secondaria di accesso al sito), con indicate le opere in progetto:

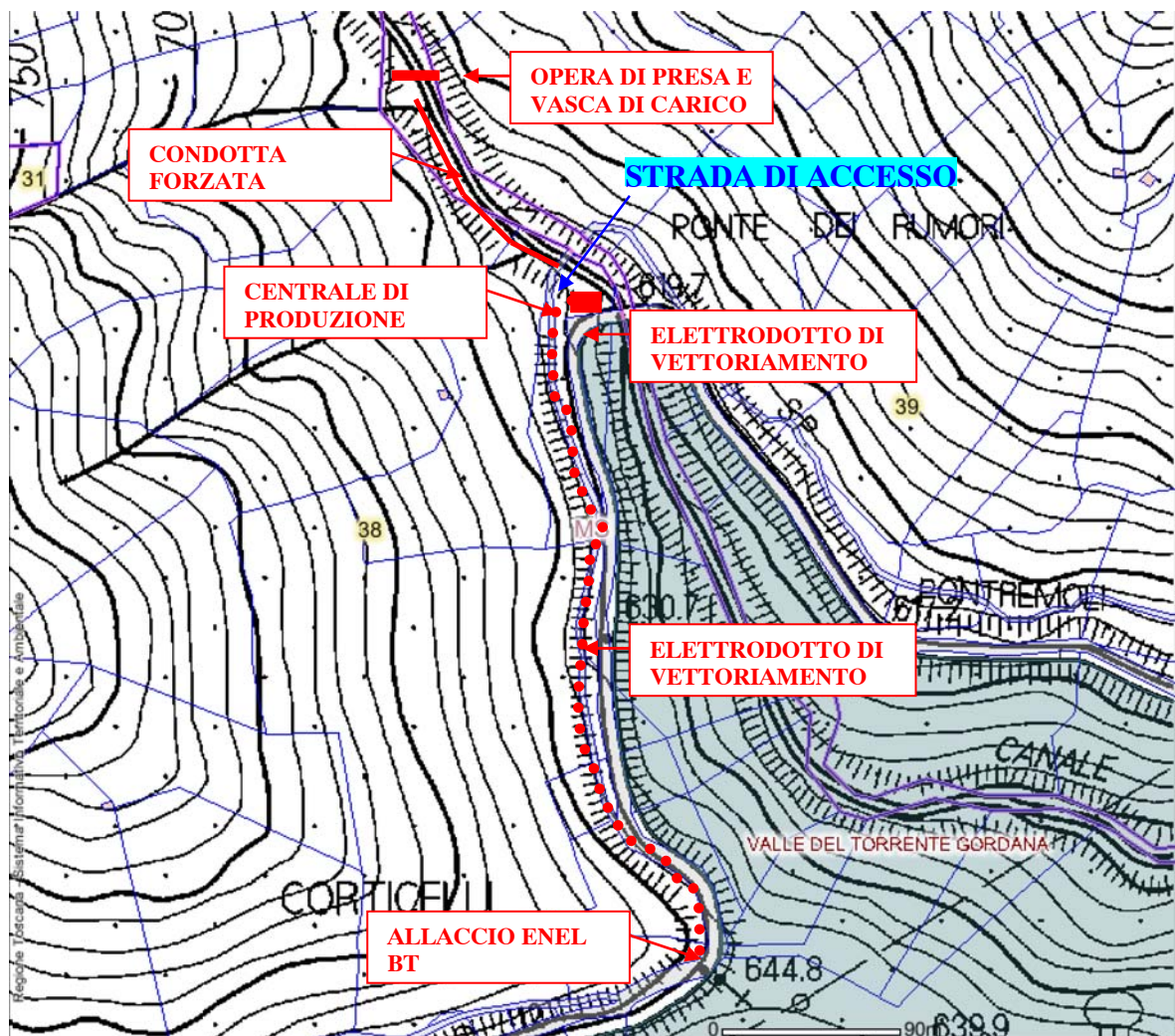


Figura 5.1.1 – Opere in progetto su CTR e mappa catastale

La disposizione delle opere è stata fortemente condizionata dai vincoli ambientali, essendo il tratto di alveo a valle del Ponte dei Rumori interdetto a nuove derivazioni poiché ricade all'interno di un Sito di Interesse Comunitario (Valle del Torrente Gordana).

La morfologia del territorio non consentirebbe comunque di posizionare alcuna opera nel tratto di alveo interdetto, poiché scorre molto incassato e lontano da ogni via di accesso preesistente: l'unica sezione del torrente ragionevolmente accessibile è proprio quella in corrispondenza del Ponte. Dal Ponte infatti ha origine una breve sterrata che conduce fino al torrente (si veda fotografia 5.1.1). Risalendo a monte di tale sezione, il Canale scorre per circa 150 – 200 metri in un alveo abbastanza ampio (abbastanza da poter pensare di poterlo risalire con i consueti mezzi da cantiere realizzando qualche semplice operazione di livellamento del terreno), per poi diventare, anche qui, profondamente inciso nella roccia, pertanto di difficile accesso. Queste circostanze, unitamente alle considerazioni economiche già fatte al capitolo 3, hanno fissato la posizione delle principali opere dell'impianto.

Una visione di insieme dell'impianto e del bacino sotteso alla presa può trarsi, seppure qualitativamente, dalle immagini seguenti, realizzate mediante Google Earth:



Figura 5.1.2 – Morfologia della zona di intervento (Google Earth)

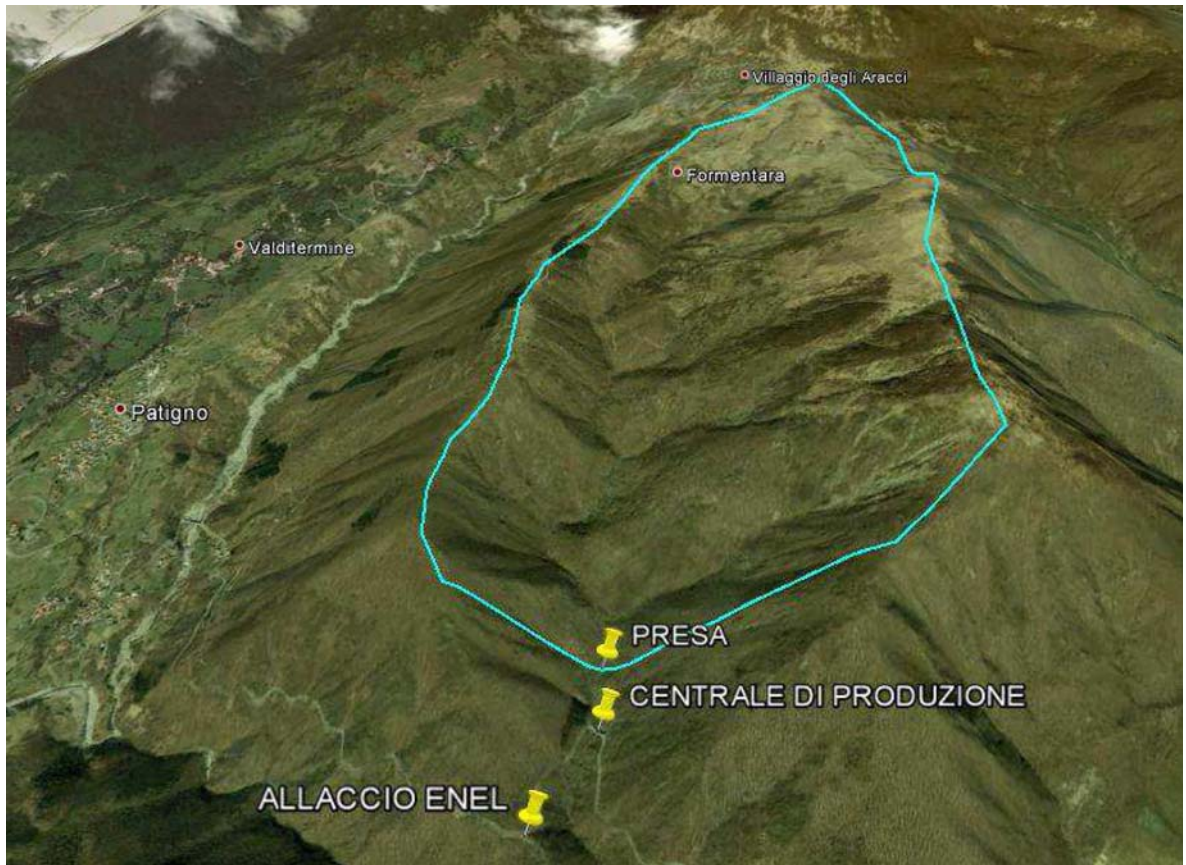


Figura 5.1.3 – Bacino scolante (Google Earth)

L'impianto si comporrà di:

- opera di presa, costituita da una piccola *traversa* munita di *soglia di presa* in subalveo;
- vasca dissabbiatrice e di carico, posta negli immediati pressi dell'opera di presa;
- condotta forzata, interrata, che si diparte dalla vasca di carico e convoglia l'acqua all'edificio di centrale;
- edificio di centrale, posto in prossimità del Ponte dei Rumori. Verrà inserito all'interno un gruppo elettrogeno (turbina Banki Michell e generatore asincrono);
- elettrodotto di vettoriamento, interrato, che immette in rete l'energia prodotta;
- canale di restituzione, a pelo libero.

Si riportano di seguito alcune fotografie del sito.



Fotografia 5.1.1 – Fotografia della sterrata che si diparte dalla SP37, in corrispondenza del Ponte dei Rumori, e raggiunge il Canale dei Rumori



Fotografia 5.1.2 – Sezione di presa, vista da valle, con indicazione delle opere in progetto



Fotografia 5.1.3 – Sezione di rilascio, vista dalla sterrata di accesso, con indicazione della posizione del fabbricato di centrale.



## 5.2 – Opere di captazione

Nel caso in esame si è deciso di utilizzare una *presa di fondo* (o “a trappola”), tipologia spesso impiegata nel caso di piccoli corsi d’acqua con forte pendenza di fondo. In questo caso infatti le portate sono spesso modeste e intermittenti, ed un’opera di presa di tipo classico, con piccola traversa di sbarramento e soglia di presa laterale, risulterebbe economicamente sconveniente.

La presa a trappola è in sostanza costituita da un canale posto trasversalmente all’alveo al di sotto di esso e protetto da una griglia, generalmente avente le sbarre poste parallelamente alla corrente, di pendenza superiore a quella del fondo dell’alveo: in questo tipo di opera la traversa di sbarramento, se necessaria, si riduce ad un semplice pennello che indirizza l’acqua sulla griglia. La griglia può essere a livello del fondo dell’alveo oppure può essere rialzata: la scelta tra le due tipologie, rappresentate qualitativamente nella figura sottostante, deve essere effettuata caso per caso.

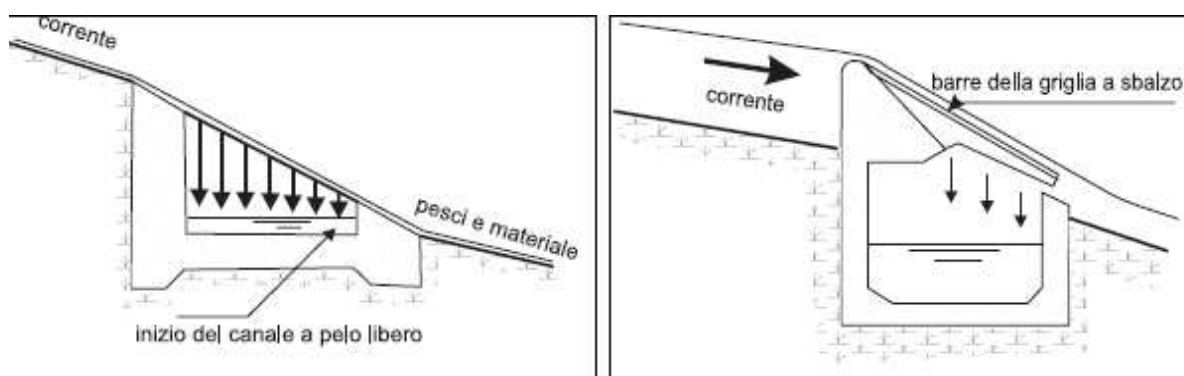


Figura 5.2.1 – Presa a trappola. Sezioni tipiche

Da una parte, il rialzo della griglia limita il transito di materiale al di sopra di essa, che potrebbe intasarla; d’altra parte, questo materiale si accumula a monte della griglia, determinandone il rapido interrimento se non si provvede ad un’assidua manutenzione. La conoscenza dei dati di trasporto solido nella sezione in cui installare la presa costituisce generalmente la base su cui effettuare tale scelta: *nel caso presente*, come si vedrà in seguito, per garantire sempre il rilascio del DMV, è necessario rialzare le griglie rispetto al fondo dell’alveo.

La sezione di presa deve avere una geometria tale da lasciare defluire il valore del DMV trovato al 3.2.1.2 e riportato in seguito, e da captare la portata massima di progetto (85 L/sec). Inoltre il canale destinato al rilascio del DMV dovrà consentire anche il passaggio dell’ittiofauna, pertanto la sua larghezza viene fissata in 20 cm, pari alla larghezza minima raccomandata per il passaggio della trota fario.

L’opera di presa avrà una geometria qualitativamente riconducibile a quella di figura 5.2.2. Il valore di  $h$  (con riferimento alla figura 5.2.2) dovrà essere tale da consentire sempre il rilascio del DMV.

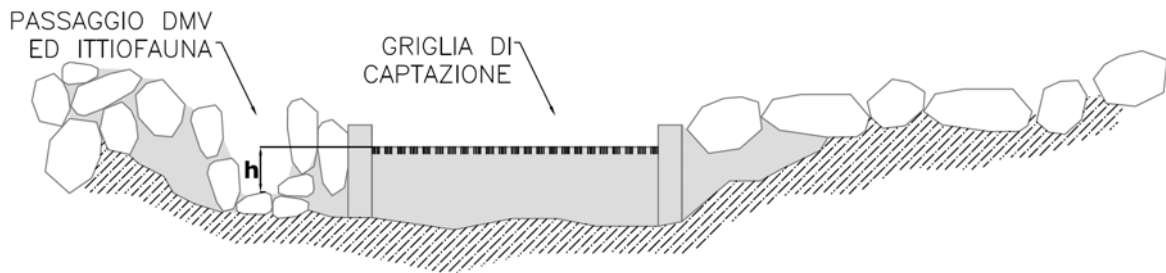


Figura 5.2.2 – Rappresentazione schematica dell'opera di presa (vista da monte)

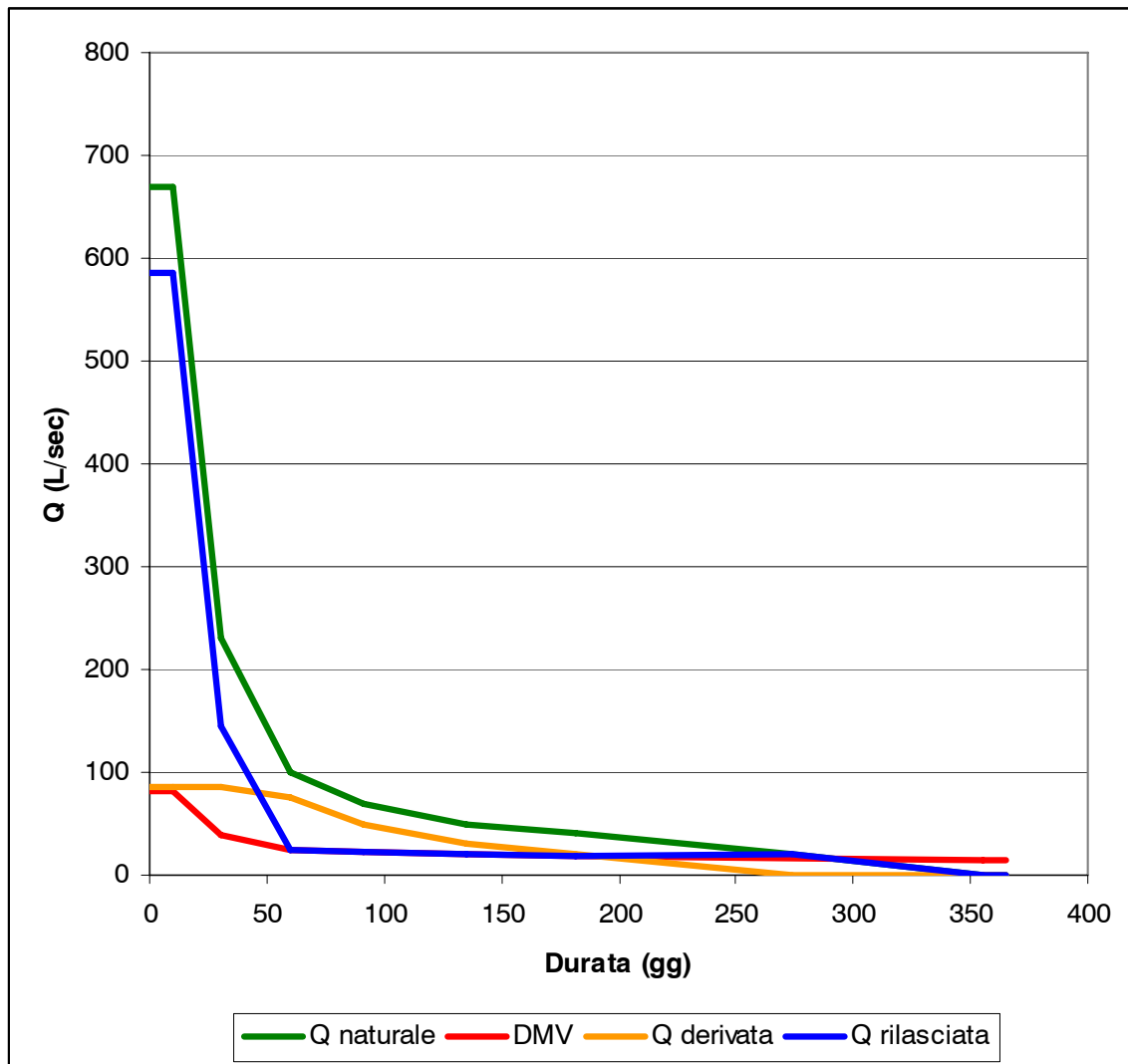
La situazione ottimale è la seguente:

Durata (gg)	L/sec			
	Q naturale	DMV	Q derivata	Q rilasciata
0	670	82	85	585
10	670	82	85	585
30	230	38	85	145
60	100	25	75	25
91	70	22	48	22
135	50	20	30	20
182	40	19	21	19
274	20	17	0	20
355	0	15	0	0
365	0	15	0	0

Le grandezze rappresentate in tabella sono:

- Q naturale, pari alla curva di durata delle portate naturali alla sezione di presa;
- DMV, calcolato come mostrato al 3.2.1.2;
- Q derivata, pari a:
  - 85 L/sec per  $Q \text{ naturale} > (DMV + 85 \text{ L/sec})$ ;
  - 0 per  $Q \text{ naturale} < DMV$  (e comunque per 90 giorni l'anno, come richiesto dalla normativa provinciale);
  - $Q \text{ naturale} - DMV$  nei casi intermedi
- Q rilasciata, pari a  $Q \text{ naturale} - Q \text{ derivata}$ .

I dati in tabella possono essere meglio visualizzati nel grafico di pagina seguente. Il dimensionamento ottimale della presa sarà quello che consente lo scostamento minimo dalla situazione mostrata in grafico, fermi restando i vincoli sul DMV. In particolare, deve essere sempre  $Q \text{ rilasciata} \geq DMV$  (pari a  $Q \text{ naturale}$  se questa è inferiore al DMV).



Si riportano i dati di maggiore interesse relativi alla sezione di presa.

$i = 0,208$ . Pendenza di fondo, desunta dalla cartografia;

$K = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{sec}$ . Coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler per canali naturali che scorrono tra ciottoli e massi;

$b = 0,20 \text{ m}$ . Larghezza del canale destinato al rilascio del DMV.

In base a questi dati, si può conoscere il funzionamento della presa al defluire delle diverse portate.

Si ricorda l'espressione del DMV per il corso d'acqua in esame, determinata al 3.2.1.2:

$$\begin{aligned} \mathbf{DMV} &= \mathbf{Sup.bacino} \cdot \mathbf{R_{specifico}} \cdot \mathbf{P} \cdot \mathbf{A} \cdot \mathbf{Q_B} \cdot \mathbf{Q_R} \cdot \mathbf{N} \cdot \mathbf{G} \cdot \mathbf{L_{7,5}} + \mathbf{M_{10}} \\ &= \mathbf{DMV_{Non Modulato}} + \mathbf{0,1} \cdot (\mathbf{Q_{naturale}} - \mathbf{DMV_{Non Modulato}}) \end{aligned}$$

In particolare, è importante conoscere le condizioni di deflusso per:

$$Q_{naturale} = DMV$$

Si verifica facilmente che ciò si verifica per  $Q = DMV_{Non Modulato} = 16,5 \text{ L/sec}$ .

Questa è una portata di grande interesse, poiché rappresenta la portata minima che si deve avere nel corso d'acqua perché sia possibile effettuare la derivazione. Se la portata è inferiore a questo valore, essa deve transitare interamente nel canale destinato al rilascio

del DMV. Tale condizione permette di determinare, tramite la formula di Gauckler – Strickler per sezioni rettangolari, il valore di h:

$$Q = K\sqrt{i} \cdot \frac{(bh)^{5/3}}{(b+2h)^{2/3}}$$

Con i valori precedentemente indicati ( $i = 0,208$ ;  $K = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{sec}$ ;  $b = 0,20 \text{ m}$ ;  $Q = 0.0165 \text{ m}^3/\text{sec}$ ) si trova:  $h = 6 \text{ cm}$ .

La griglia di presa dovrà essere rialzata di 6 cm rispetto al fondo del canale di rilascio del DMV.

La larghezza B della griglia deve essere tale da consentire il rilascio del DMV. Quando la portata naturale supera il valore di 16,5 L/sec, una parte di essa entra nella griglia: perché risulti garantito il rilascio del DMV, è necessario che la larghezza della griglia non superi il valore di 9 b (1,80 m). In tal caso infatti, nell'ipotesi che la portata eccedente i 16,5 L/sec si distribuisca in modo omogeneo sulla sezione trasversale dell'alveo, si ha:

$$\text{Rilascio} = 16,5 \text{ L/sec} + (Q_{\text{naturale}} - 16,5 \text{ L/sec})/10 = \text{DMV}$$

La griglia sarà pertanto larga 1,8 metri.

È inoltre opportuno effettuare una sagomatura dell'alveo, in modo che l'acqua non bypassi la griglia. Tale sagomatura sarà effettuata affiancando alla presa un manufatto in pietrame, di altezza tale da non essere sommerso finché la portata in transito sulla griglia non raggiunge il valore massimo di progetto (85 L/sec), il che accade quando la portata unitaria q raggiunge sulla griglia il valore:

$$q = Q/B = (0,085/1,8) \text{ m}^2/\text{sec} = 0,048 \text{ m}^2/\text{sec}$$

La larghezza L del manufatto sarà pari alla larghezza dell'alveo alla sezione di presa sottratta della larghezza della griglia e dei suoi setti di supporto e del canale di rilascio del DMV:

$$L = 7 \text{ m} - (1,8 \text{ m} + 2 \cdot 0,3 \text{ m} + 0,2 \text{ m}) = 4,4 \text{ m}.$$

Per determinare l'altezza H del manufatto si ricorre ancora alla formula di Gauckler Strickler, che in questo caso assume la forma:

$$q = Q/B = \frac{K}{B} \sqrt{i} \cdot \frac{(BH)^{5/3}}{(B+2H)^{2/3}}$$

Ponendo  $q = 0,024 \text{ m}^2/\text{sec}$  si ricava  $H = 3,8 \text{ cm}$ .

Sarà realizzato un manufatto in pietrame a fianco alla griglia di presa avente la sommità rialzata rispetto a tale griglia di almeno 4 cm. Sarà opportuno portare tale valore ad almeno 30 cm, per evitare che eventuali assestamenti dei massi rendano inefficace il manufatto.

La geometria della sezione è pertanto definita. È utile costruire una sezione di deflusso di tale sezione, schematizzabile come rappresentato in figura 5.2.3.

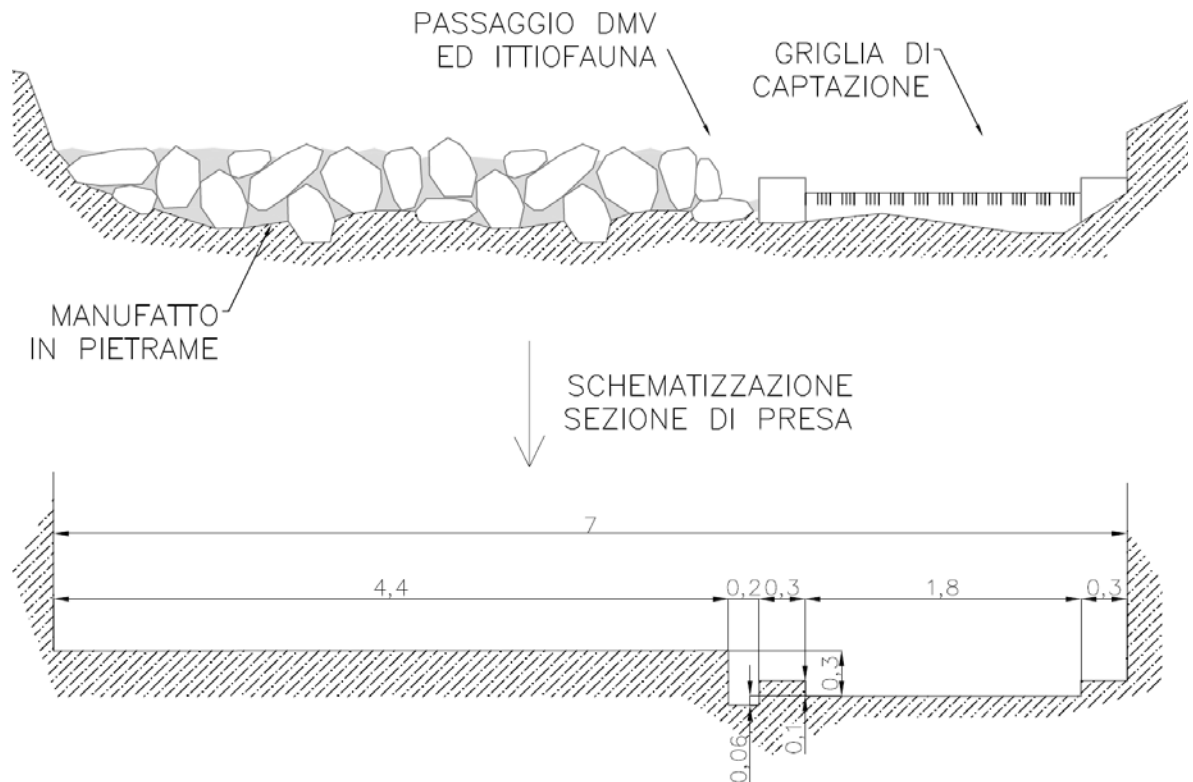
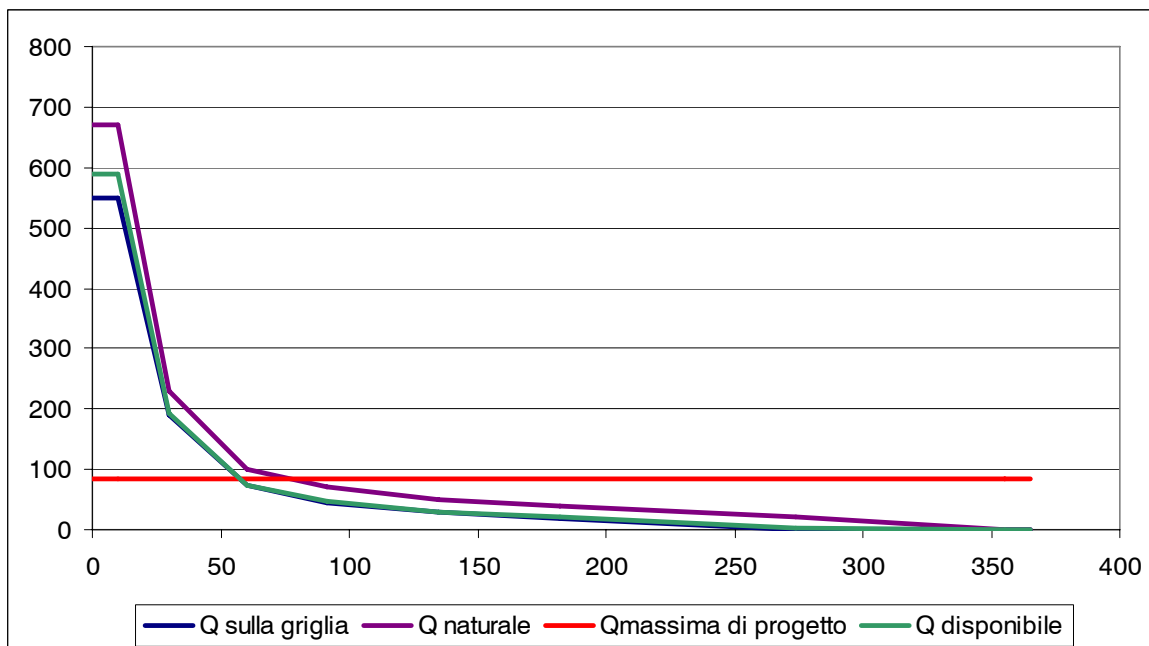


Figura 5.2.3 – Schematizzazione della sezione di presa (vista da monte)

SCALA DI DEFLUSSO								
Q [L/sec]	670	230	100	70	50	40	20	0
h sulla griglia [cm]	13	6,1	3,3	2,5	1,9	1,5	0,2	0,0
Q sulla griglia [L/sec]	550	190	73	46	28	19	0,9	0
Durata [gg]	10	30	60	91	135	182	274	355

Come mostrato nel grafico che segue, la portata transitante sulla griglia è sempre leggermente inferiore alla portata naturale al netto del DMV, che risulta pertanto sempre garantito.



Restano da definire le caratteristiche della griglia di captazione. Le barre saranno disposte parallelamente alla corrente; verranno impiegati profilati a T con ala larga 15 mm e con interasse di 20 mm. Le fessure risultano così di 5 mm. Le griglie verranno messe in opera con un'inclinazione maggiore rispetto a quella del fondo dell'alveo. Tale inclinazione si è fissata pari al 30%. Resta da determinare la dimensione della griglia nel senso della corrente. A tale scopo possono essere seguite le indicazioni fornite dal Prof. Nosedà<sup>a</sup>:

- L'energia specifica E rispetto al fondo può ritenersi con buona approssimazione costante per tutta la larghezza della griglia.
- Il coefficiente d'efflusso  $\mu$  per griglie a barre longitudinali varia lungo la griglia secondo le relazioni:

$$\mu = 0,66 \cdot \varphi^{-0,16} \cdot \left(\frac{y}{l}\right)^{-0,13} \quad (\text{per corrente in arrivo lenta})$$

$$\mu = 0,78 \cdot \left(\frac{y}{l}\right)^{-0,13} \quad (\text{per corrente in arrivo veloce})$$

$\varphi$  [-] = rapporto tra sezione di efflusso della griglia e area totale.

In questo caso,  $\varphi = 5/20 = 0,25$

$y/l$  [-] = rapporto tra profondità dell'acqua sulla griglia e interasse tra le barre.

Il valore di  $\mu$  è stato ricavato in laboratorio, in condizioni di griglia pulita: è pertanto opportuno ridurre tale coefficiente del 10%, per tenere conto delle parziali occlusioni della griglia dovute all'interrimento e al passaggio di rami e foglie. Si ottiene:

$$\mu = 0,59 \cdot \varphi^{-0,16} \cdot \left(\frac{y}{l}\right)^{-0,13} \quad (\text{per corrente in arrivo lenta})$$

<sup>a</sup> *Correnti permanenti con portata progressivamente decrescente, defluenti su griglie di fondo. Ricerca sperimentale, "L'Energia Elettrica", n.6, 1956.*

$$\mu = 0,70 \cdot \left(\frac{y}{l}\right)^{-0,13} \quad (\text{per corrente in arrivo veloce})$$

- L'andamento dell'altezza liquida  $y$  al di sopra della griglia è data dalla seguente relazione:

$$\frac{L\mu\phi}{E} = \Phi_2 - \Phi_1$$

$L$  [m] = lunghezza della griglia;

$\mu$  [-] = coefficiente di efflusso, definito in precedenza;

$\phi$  [-] = rapporto tra sezione di efflusso e area totale della griglia;

$E$  [m] = energia specifica della corrente rispetto al fondo della griglia;

$\Phi_2$  e  $\Phi_1$  = rappresentano il valore di  $\Phi$  rispettivamente alla fine e all'inizio della griglia;  $\Phi$  è funzione di  $y$  secondo la seguente:

$$\phi = 0,5 \arccos \sqrt{\frac{y}{E}} - 1,5 \sqrt{\frac{y}{E} \left(1 - \frac{y}{E}\right)}$$

Nella pratica dei calcoli si può utilizzare il metodo alle differenze finite e procedere supponendo la griglia idealmente suddivisa in tratti sufficientemente corti tanto che lungo ciascuno di essi possa essere attribuito un unico valore del coefficiente d'efflusso  $\mu$ . Sviluppando i computi per tronchi piccoli successivi si può procedere da un estremo conosciuto verso l'altro, assumendo per  $\mu$  il valore relativo all'estremo conosciuto.

Con questo metodo le differenze tra i valori sperimentali e quelli calcolati è, per griglie inclinate, del 4-5%.

Utilizzando questo metodo, è possibile dimensionare la griglia imponendo che, per  $Q_{\text{naturale}} = 670$  L/sec la portata captata dalla griglia sia proprio pari a 85 L/sec. Per portate inferiori, il rilascio del DMV è garantito dalla geometria della sezione di presa, come già evidenziato. Per  $Q = 670$  L/sec l'altezza d'acqua in arrivo sulla griglia è pari a 13 cm. È necessario stabilire se la corrente a monte della griglia è veloce o lenta, per poter scegliere l'equazione di  $\mu$  da utilizzare nel calcolo:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gD}} = 2,35$$

In questo caso la corrente è veloce, pertanto si utilizza per il coefficiente di efflusso la seguente:

$$\mu = 0,70 \cdot \left(\frac{y}{l}\right)^{-0,13}$$

L'energia specifica  $E$  rispetto al fondo, che si ammette costante lungo la griglia, risulta:

$$E = y_1 + v_1^2/2g = 0,418 \text{ m}$$

A questo punto sono noti tutti gli elementi occorrenti per il calcolo di  $L$ , che verrà sviluppato per tronchi successivi di lunghezza  $\Delta L = 0,05$  m a ciascuno dei quali verrà attribuito per  $\mu$  il valore relativo alla profondità all'inizio di esso.

Verrà quindi applicata a ciascun tronco, a partire dall'inizio della griglia, la relazione:

$$\frac{L\mu\phi}{E} = \Phi_2 - \Phi_1$$

mediante la quale verranno ricavati successivamente i valori della funzione  $\Phi$  per ogni tronco e quindi i corrispondenti valori di  $y$  e di  $q$ .

La successione delle operazioni di calcolo occorrenti è illustrata dalla seguente tabella che permette di giungere alla conclusione che la griglia deve essere lunga  $L = 20 \text{ cm}$

	x = 0 cm	x = 5 cm	x = 10 cm	x = 15 cm	x = 20 cm
y [m]	0,128	0,122	0,116	0,110	0,105
$\mu$ [-]	0,602	0,606	0,610	0,614	0,618
$\Phi$ [-]	-0,200	-0,182	-0,164	-0,145	-0,130
q [m <sup>2</sup> /sec]	0,305	0,294	0,282	0,271	0,260
<b>Qd [m<sup>3</sup>/sec]</b>	0,000	0,021	0,042	0,062	0,082
<b>Q = 670 L/sec E = 0,418 m; <math>\varphi = 0,25</math>; l = 0,02 m</b>					

L'algoritmo descritto non è idoneo a descrivere il fenomeno in presenza di portate basse, interamente captate dalla griglia. Ci si attende tuttavia che il valore della portata captata sia poco influenzata dal valore della portata transitante, e che l'andamento del profilo liquido sulla griglia si mantenga all'incirca parallelo a se stesso al variare della portata transitante, con il risultato che, pur cambiando il valore di portata in arrivo e portata in uscita, *la differenza* tra i due valori (pari alla portata captata), si mantiene con buona approssimazione costante<sup>a</sup>.

---

<sup>a</sup> Si noti che i produttori di alcune importanti marche di griglie di captazione forniscano manufatti dimensionati esclusivamente in funzione della portata da derivare, senza richiedere informazioni sulle portate naturali attese.



## 5.3 – Opere di adduzione

Seguendo quella che è l'attuale tendenza, la vasca di carico sarà direttamente collegata alla presa, senza la fraposizione di canali di adduzione, ad eccezione di una breve condotta di collegamento. Dalla vasca di carico si dipartiranno poi le condotte forzate. Quest'ultima soluzione, a fronte di costi maggiori rispetto a quella "classica" con lunghi canali a pelo libero a bassa pendenza e brevi condotte forzate, offre i seguenti vantaggi:

- L'assenza di canali a pelo libero riduce drasticamente la frequenza degli interventi di manutenzione. Questo è un aspetto molto importante per impianti non presidiati posti in aree boschive, dove gli interventi possono essere disagiati.
- La vasca di carico posta nelle immediate vicinanze della presa permette di scaricare l'eventuale eccesso d'acqua con un semplice sfioro di troppo pieno.

Di contro, l'eliminazione dei canali adduttori a pelo libero comporta come svantaggi:

- L'aumento della lunghezza delle condotte forzate, con conseguente incidenza negativa sui costi di realizzazione e sul fenomeno del colpo d'ariete.
- L'aumento delle perdite di carico distribuite, essendo le sezioni aperte più efficienti delle sezioni chiuse.

Si intuisce che gli svantaggi si fanno sentire in modo tanto più marcato quanto più è lungo il tratto sotteso dalla derivazione. Come spesso accade nei micro impianti, il tratto sotteso è modesto (meno di 200 metri), pertanto risulta conveniente eliminare l'adduzione a pelo libero. In questo caso è opportuno eliminare i canali adduttori anche perché non è possibile, a causa della morfologia del territorio, individuare per essi un tracciato che consenta di ridurre la lunghezza delle condotte forzate.

Le opere di adduzione pertanto sono costituite da:

- Condotta di adduzione, dalla presa alla vasca dissabbiatrice e di carico (L = 20 m, DN300);
- Vasca dissabbiatrice e di carico (particelle trattenute:  $d > 0,3$  mm);
- Condotta forzata (L = 140 m, DN350).

### 5.3.1 – Condotta di adduzione

La condotta di adduzione dovrà convogliare l'acqua derivata dalla presa alla vasca dissabbiatrice e di carico. Le caratteristiche della condotta sono le seguenti:

Lunghezza	20 m
Materiale	PEAD
Diametro interno	300 mm

La lunghezza è determinata dalla posizione della vasca di carico, per la quale è stata individuata una terrazza alluvionale adatta allo scopo.

Per quanto riguarda il materiale, tra quelli più diffusi ed economici (acciaio, calcestruzzo, materie plastiche), il PEAD è il più adeguato, in quanto:

- le condotte in acciaio sono più costose di quelle in materiale plastico;

- i tubi in calcestruzzo sono molto pesanti e di difficile movimentazione, quindi sconsigliabili in siti boschivi con ridotti spazi di manovra e senza una vera e propria strada di accesso;
- l'elasticità delle materie plastiche attenua le sovrappressioni per colpo d'ariete
- il PEAD sopporta bene il congelamento delle condotte (l'impianto in questione è posto a quota superiore a 600 m, pertanto per buona parte dell'anno le temperature di notte scendono sotto zero).

Il diametro del tubo invece è stato scelto in modo che il transito della portata massima di progetto dalla presa alla vasca di carico dia luogo a perdite di carico trascurabili. Le perdite di carico sono state determinate mediante la *formula di Darcy-Weisbach*:

$$\Delta H = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

- L [m] = lunghezza della condotta;  
 D [m] = diametro interno della condotta;  
 v [m/sec] = velocità dell'acqua nella condotta  
 f [-] = fattore di attrito

Il fattore di attrito f dipende dalla scabrezza dei tubi e dal numero di Reynolds dell'acqua che scorre nei tubi e può ricavarsi dall'*abaco di Moody*. Si ottiene (per Q = 85 L/sec):

D	$\Delta h$ [m]	$\Delta h$ [%]
200	0,49	2,0
250	0,17	0,7
300	0,07	0,3
350	0,03	0,1
400	0,02	0,1
450	0,01	0,0

Una perdita di carico dello 0,53% può senz'altro ritenersi trascurabile.

La condotta deve essere dotata di una pendenza, seppure minima, per evitare accumuli e ristagni. Una pendenza dello 0,5% (pari alla pendenza minima raccomandata per le fognature) è sufficiente a tale scopo ed è tale da mantenere in pressione la condotta anche con la portata massima di progetto.

Si vuole verificare il funzionamento della condotta nelle condizioni più sfavorevoli.

La portata massima attesa alla sezione di presa con tempo di ritorno duecentennale può essere stimata secondo la seguente (vedi figura 5.3.1.1):

$$Q = 23 \cdot A^{0.85} = 23 \cdot 3.64^{0.85} = 69 m^3 / sec$$

Tale portata, secondo la formula di Gauckler-Strickler, transita sulla griglia con un'altezza liquida pari a 1,47m.

La condotta è in grado di convogliare la portata Q che verifica la formula di Darcy – Weisbach, dove  $\Delta H = (1,47 + 0,12)m$ . Si ottiene:  $Q = 0,46 m^3/sec$ .

La massima portata che può essere captata dalla presa è pari a 460 L/sec. Tale valore è approssimato per eccesso, poiché non tiene conto della presenza della griglia di captazione.

### **ALLEGATO N. 4**

#### **VALORI DI PORTATA AL COLMO DI PIENA PER EVENTI CON TEMPI DI RITORNO ASSEGNATI**

▪ **FIUME MAGRA ED AFFLUENTI**

I valori di portata al colmo di piena per eventi con tempi di ritorno assegnati sono sinteticamente riportati nello schema seguente.

<i>Tempi di ritorno</i>	<i>Affluenti fiume Magra a valle della confluenza</i>	<i>Alto Vara ed Affluenti</i>	<i>Alto Magra ed affluenti a monte della confluenza</i>
<b>30 anni</b>	$Q = 12 * A^{0.9}$	$Q = 16 * A^{0.85}$ (A < 15 km <sup>2</sup> )  $Q = 24 * A^{0.7}$ (A > 15 km <sup>2</sup> )	$Q = 15 * A^{0.85}$ (A < 39 km <sup>2</sup> )  $Q = 26 * A^{0.7}$ (A > 39 km <sup>2</sup> )
<b>100 anni</b>	$Q = 16 * A^{0.9}$	$Q = 21 * A^{0.85}$ (A < 36 km <sup>2</sup> )  $Q = 33 * A^{0.7}$ (A > 36 km <sup>2</sup> )	$Q = 20 * A^{0.85}$ (A < 50 km <sup>2</sup> )  $Q = 36 * A^{0.7}$ (A > 50 km <sup>2</sup> )
<b>200 anni</b>	$Q = 18 * A^{0.9}$	$Q = 25 * A^{0.85}$ (A < 23 km <sup>2</sup> )  $Q = 40 * A^{0.7}$ (A > 23 km <sup>2</sup> )	$Q = 23 * A^{0.85}$ (A < 65 km <sup>2</sup> )  $Q = 43 * A^{0.7}$ (A > 65 km <sup>2</sup> )
<b>500 anni</b>	$Q = 21 * A^{0.9}$	$Q = 29 * A^{0.85}$ (A < 43 km <sup>2</sup> )  $Q = 51 * A^{0.7}$ (A > 43 km <sup>2</sup> )	$Q = 28 * A^{0.85}$ (A < 80 km <sup>2</sup> )  $Q = 54 * A^{0.7}$ (A > 80 km <sup>2</sup> )

L'area contribuyente A è espressa in Km<sup>2</sup> e la portata al colmo Q in m<sup>3</sup>/s.

Figura 5.3.1.1 – Stima delle portate di massima piena

### 5.3.2 – Vasca dissabbiatrice e di carico

L'acqua derivata deve giungere alle opere di adduzione quanto più possibile limpida. La griglia di presa trattiene i materiali più grossolani, è però opportuno ricorrere a ulteriori mezzi di chiarificazione, che consistono essenzialmente in una vasca di sedimentazione.

La velocità di decantazione  $v$  di una particella solida dipende dalle sue dimensioni e dal suo peso specifico secondo la formula:

$$v_t = \sqrt{\frac{4 \cdot (\gamma_s - \gamma_a) \cdot g \cdot D}{3 \cdot \gamma_a \cdot C_d}}$$

dove:

- $v_t$  [m/sec] = velocità di decantazione teorica, in assenza di moti secondari;  
 $\gamma_s, \gamma_a$  [kg/m<sup>3</sup>] = peso specifico, rispettivamente, della particella solida ( $\approx 2000$  kg/m<sup>3</sup>) e dell'acqua (= 1000 kg/m<sup>3</sup>);  
 $D$  [m] = diametro della particella;  
 $C_d$  [-] = coefficiente adimensionale di resistenza, dipende da Re.

Per tenere conto del moto di agitazione che interessa la particella quando è trasportata da una corrente avente velocità di traslazione pari a  $v_c$ , Eghiazaroff propone la seguente formula sperimentale:

$$v = v_t - \frac{v_c}{5,7 + 2,3H}$$

dove:

- $v_t$  [m/sec] = velocità teorica sopra definita;  
 $v_c$  [m/sec] = velocità di traslazione;  
 $H$  [m] = altezza del sedimentatore.

Le dimensioni da assegnare alla vasca (lunghezza  $L$  e altezza  $H$ ) per rendere possibile la sedimentazione di tutte le particelle aventi una assegnata velocità di decantazione soddisfano la seguente proporzione:

$$v/v_c = H/L$$

Infatti, con riferimento alla figura 5.3.2.1, affinché la particella che si trova nel punto 1 raggiunga il fondo del bacino prima di averne percorso l'intera lunghezza  $L$ , i triangoli 123 e 12'3' devono essere simili:

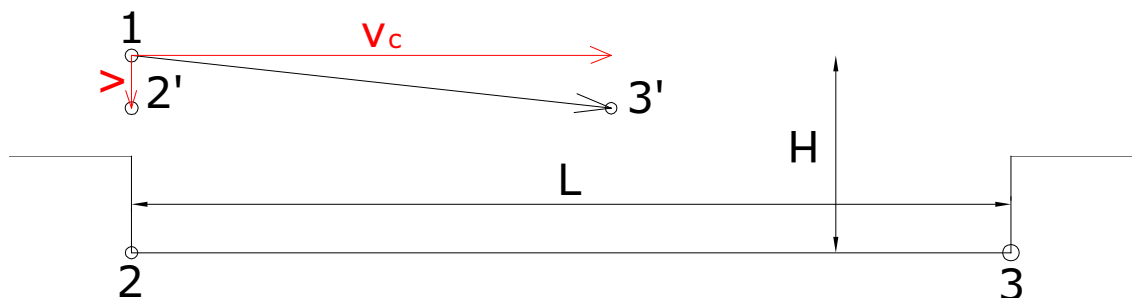


Figura 5.3.2.1 – Schema di sedimentazione di una particella solida

Come si può vedere dalle relazioni indicate sopra, L cresce al diminuire di D; ciò significa che la decantazione delle particelle richiede bacini di dimensioni via via crescenti al diminuire della frazione granulometrica.

Nel caso presente, si ritiene sufficiente dimensionare la vasca dissabbiatrice affinché trattenga le particelle di diametro minimo pari a 0,3 mm, ben tollerate da ogni tipo di turbina in condizioni normali (salti bassi e medi, moderata presenza di particelle di quarzo).

Per dimensionare il serbatoio bisogna inoltre accertarsi che il suo tempo di riempimento, in condizioni di portata massima, sia sufficientemente elevato. Generalmente si assume come limite minimo 24 ore.

Per far questo è necessario conoscere la torbidità specifica del corso d'acqua; in questo caso, in mancanza di dati specifici per la sezione in esame, si considera la torbidità specifica della stazione Piccatello, cui si è già fatto riferimento per conoscere i dati idrologici dell'area in esame (capitolo 3, paragrafo 3.2).

Per tale stazione, il trasporto solido in sospensione T vale  $862 \text{ m}^3/\text{anno} \approx 1724000 \text{ kg/anno}^a$  mentre il deflusso totale  $D_{\text{tot}}$ , ricavato dalla curva di durata delle portate, vale circa  $88 \text{ Mm}^3/\text{anno}$ . Il rapporto tra le due grandezze dà la torbidità specifica t:

$$t = T / D_{\text{tot}} = 1724000 / 88000000 = 0,02 \text{ kg/m}^3$$

con:

t [kg/m<sup>3</sup>] = torbidità specifica;  
 T [kg/anno] = trasporto solido annuo;  
 D<sub>tot</sub> [m<sup>3</sup>/a] = deflusso totale annuo;

La portata solida che si ha in corrispondenza della massima portata liquida sarà:

$$Q_t = Q_{\text{max}} t$$

Con:

Q<sub>t</sub> [kg/sec] = portata solida del corso d'acqua;  
 Q<sub>max</sub> [m<sup>3</sup>/sec] = portata massima di progetto;  
 t [kg/m<sup>3</sup>] = torbidità specifica sopra definita.

Il peso P dei sedimenti decantati in 12 h risulta pari a:

$$P = Q_t \cdot 24 \cdot 3600$$

Dove:

P [kg] = peso del deposito solido;  
 Q<sub>t</sub> [kg/sec] = portata solida sopra definita.

---

<sup>a</sup>“Approfondimenti dello studio geomorfologico dei principali alvei fluviali nel bacino del Fiume Magra finalizzato alla definizione di linee guida di gestione dei sedimenti e della fascia di mobilità funzionale” - RELAZIONE INTERMEDIA (MAGGIO 2006) Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Firenze - Autorità di Bacino Interregionale del Fiume Magra

Il volume minimo del serbatoio di sedimentazione sarà:

$$V_{\min} = P / \gamma_s$$

Con:

$V_{\min} [\text{m}^3] =$  volume minimo del bacino di sedimentazione;

$P [\text{kg}] =$  peso del deposito solido accumulatosi in 24 ore;

$\gamma_s [\text{kg}/\text{m}^3] =$  peso specifico del materiale solido, all'incirca pari a  $2000 \text{ kg}/\text{m}^3$

È da precisare che tale valore è cautelativo, poiché ricavato nell'ipotesi che l'intero trasporto solido si depositi nel sedimentatore: in realtà parte delle particelle con diametro minore a quello per cui è dimensionato il bacino non si deposita.

La velocità  $v_{\text{teorica}}$  si ricava a partire dai seguenti dati:

$$\gamma_s = 2000 \text{ kg}/\text{m}^3$$

$$\gamma_a = 1000 \text{ kg}/\text{m}^3$$

$$D = 0,0003 \text{ m}$$

$$C_d = 24 / \text{Re} + 3/\sqrt{\text{Re}} + 0,34 \quad (\text{Per } 1 < \text{Re} < 1000)$$

Mediante un procedimento iterativo si giunge per  $v_t$  al valore di  $0,030 \text{ m}/\text{sec}$ .

Per determinare  $v$  bisogna conoscere  $v_c$ , che dipende dalla portata in ingresso e dalle dimensioni della sezione trasversale del bacino.

Come valore di portata si assume quello massimo, corrispondente alla situazione più critica ( $0,085 \text{ m}^3/\text{sec}$ ), mentre per la sezione trasversale si sceglie una larghezza  $B$  pari a  $1,50$  metri ed un'altezza  $H$  pari a  $1,00$  metro, tale da consentire agevolmente la periodica pulizia del sedimentatore.

Con questi dati si ricava:

- velocità di traslazione  $v_c = 0,057 \text{ m}/\text{sec}$

- velocità di sedimentazione  $v = 0,023 \text{ m}/\text{sec}$

- lunghezza del sedimentatore  $L = 2,5 \text{ m}$

Il volume del sedimentatore risulta pertanto pari a  $3,75 \text{ m}^3$

Si passa ora a verificare che tale valore sia superiore a quello minimo mediante le relazioni esposte precedentemente:

- portata torbida  $Q_t = Q_{\max} t = 0,085 \cdot 0,02 = 0,0017 \text{ kg}/\text{sec}$

- peso del deposito solido  $P = Q_t \cdot 24 \cdot 3600 = 147 \text{ kg}$

- volume minimo  $V_{\min} = P / \gamma_s = 147 / 2000 = 0,073 \text{ m}^3$

Come si può vedere,  $V > V_{\min}$

Il tempo di riempimento della vasca nelle condizioni più critiche è stimato in:

$$\Delta t = \frac{V \cdot \gamma_s}{Q_t \cdot 3600 \cdot 24} = 50 \text{ giorni}$$

Il risultato è più che soddisfacente, anche perché la portata massima di progetto ha una durata di poco superiore a 50 giorni. Il volume di sedimenti atteso per l'anno medio può essere stimato mediante la curva di durata delle portate:

Durata [gg]	Q derivata [m <sup>3</sup> /sec]	Q solida [m <sup>3</sup> /sec]	Accumulo [kg]	Accumulo [m <sup>3</sup> ]
0	0,0850	0,0017		
10	0,0850	0,0017	1468,8	0,73
30	0,0850	0,0017	2937,6	1,47
60	0,0752	0,0015	4152,1	2,08
91	0,0482	0,0010	3304,5	1,65
135	0,0302	0,0006	2979,6	1,49
182	0,0212	0,0004	2086,3	1,04
274	0	0	1684,2	0,84
355	0	0	0	0
365	0	0	0	0
			<b>TOTALE [m<sup>3</sup>]</b>	<b>9,31</b>

Si trova che sono sufficienti 3 interventi annui di pulizia della vasca dissabbiatrice.

La sommità della vasca dovrà essere dotata di uno sfioro di troppo pieno in grado di scaricare gli eventuali eccessi di portata. Tale sfioro avrà una lunghezza pari a quella della vasca (2,5 metri). Se ne vuole verificare il funzionamento per la portata massima attesa, pari, come si è visto al paragrafo precedente, a 310 L/sec.

La portata sfiorata dipende dall'equazione della foronomia per luci a stramazzo in parete sottile:  $Q = 0.62 \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2gh}$  dove L è la lunghezza della soglia di sfioro e h è il carico sulla soglia.. Per Q = 460 L/sec si ha h = 0,16 m.

Si rimanda per la planimetria e le sezioni della vasca alle tavole in allegato.

### 5.3.3 – Condotta forzata

La condotta forzata dovrà convogliare l'acqua dalla vasca di carico alla centrale. Le caratteristiche della condotta sono le seguenti:

Lunghezza	140 m
Materiale	PEAD
Diametro interno	247 mm
PN	10

La lunghezza è determinata dalla posizione della vasca di carico, per la quale è stata individuata una terrazza alluvionale adatta allo scopo, come già accennato, e dalla posizione della centrale, posta come noto in prossimità del Ponte dei Rumori.

Per quanto riguarda il materiale, valgono le considerazioni già svolte al 5.3.1 per la condotta di adduzione.

Il diametro del tubo invece è quello di *massima economia*.

Nel caso presente, si sono presi in esame i dati di tubazioni in PEAD, di pressione nominale PN 10 bar, acquistate dalla Provincia di Trento<sup>a</sup>:

PN = 10 bar			
D esterno (mm)	Spessore (mm)	D interno (mm)	C (euro/m)
75	4,5	66,0	14,05
90	5,3	79,4	18,7
110	6,5	97,0	21,54
125	7,4	110,2	23,81
140	8,3	123,4	27,53
160	9,5	141,0	32,43
180	10,6	158,8	36,82
200	11,8	176,4	42,92
225	13,3	198,4	50,04
250	14,8	220,4	57,84
280	16,5	247,0	68,12
315	18,6	277,8	82,48
355	20,9	313,2	99,83
400	23,6	352,8	121,01

PN 10 →  $a = 0,078$ ;  $v = 1,260$ ;  $C = 0,078 D^{1,260}$ ;  $C$  [euro/m];  $D$  [mm]

La soluzione più conveniente si otterrà quando risulterà minima la somma del costo della tubazione più l'onere corrispondente *all'energia perduta per attrito* nella condotta.

Per tenere conto delle perdite di carico distribuite all'interno di tubazioni a sezione circolare, tralasciando le perdite concentrate, si può utilizzare la formula di Darcy-Weisbach.

Le perdite di carico  $\Delta H$  causano una perdita di produzione energetica pari a:

$$\Delta E = 9.81 \cdot \eta \cdot Q \cdot \Delta t \cdot \Delta H$$

con:

- $\Delta E$  [kWh] = perdita di produzione energetica;
- $\eta$  [-] = rendimento del gruppo turbina + generatore;
- $Q$  [m<sup>3</sup>/sec] = portata defluente;
- $\Delta t$  [ore] = durata annua della portata  $Q$ ;
- $\Delta H$  [m] = perdita di carico.

Alla perdita di energia prodotta corrisponde una perdita economica che dipende dal prezzo dell'energia elettrica. Come già visto al secondo capitolo, i micro impianti, per i primi 15 anni di servizio, vendono l'energia prodotta a 0,22 /Kwh (tariffa onnicomprensiva).

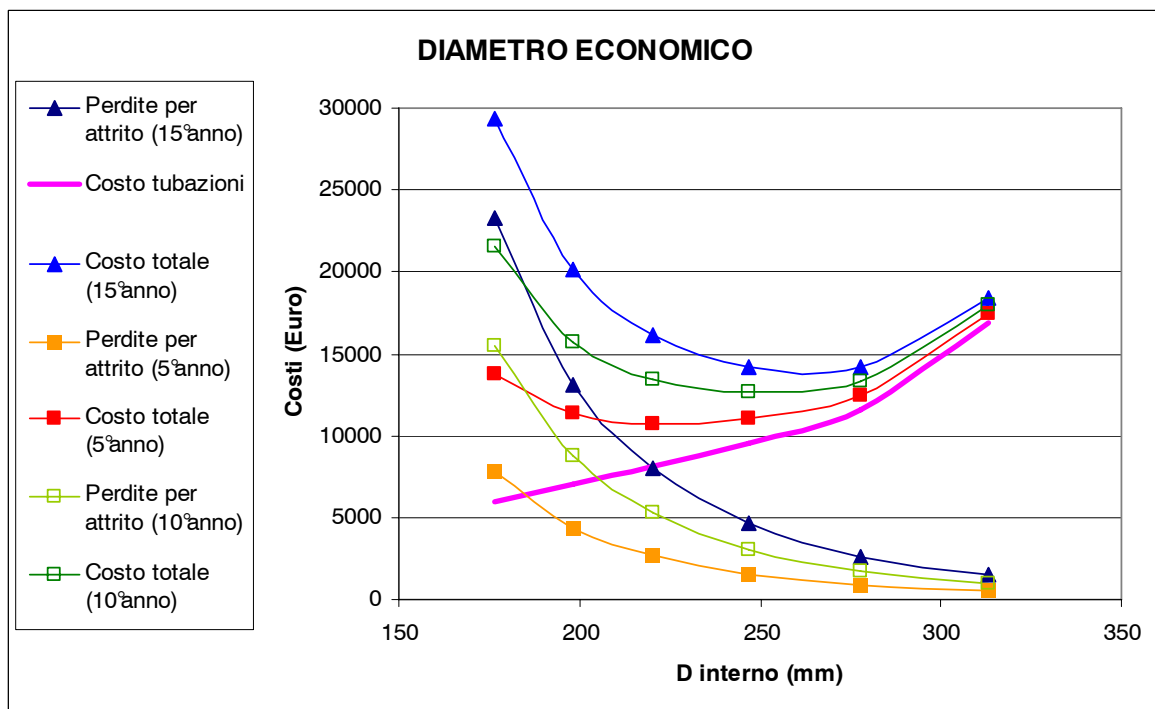
A questo punto, per i diametri commerciali presi in considerazione, possono essere calcolati sia il prezzo della condotte che le perdite distribuite cui danno luogo; tali dati

<sup>a</sup>Dati reperiti sul sito internet della Provincia di Trento, in cui vengono riportate le spese sostenute per la realizzazione di opere civili: [www.statweb.provincia.tn.it/LLPP/prezzi2001/\\_epipat\\_/E/3/5/ndx\\_v.htm](http://www.statweb.provincia.tn.it/LLPP/prezzi2001/_epipat_/E/3/5/ndx_v.htm)



sono sufficienti a determinare il diametro che garantisce la maggiore convenienza economica:

		L = 140 m, $\eta = 0.72$ , PEAD PN10					
		D <sub>interno</sub> (mm)					
		176.4	198.4	<b>220.4</b>	<b>247</b>	277.8	313.2
Costo totale ( )	Prezzo ( )	6009	7007	8098	9537	11547	16941
	$\Delta$ annua ( )	1554	872	536	308	176	100
	5°anno	13778	11368	<b>10776</b>	11079	12427	17440
	10°anno	21548	15729	13455	<b>12621</b>	13306	17940
	15°anno	29317	20090	16133	<b>14164</b>	14186	18439



A seconda dell'anno a cui si fa riferimento, il diametro di massima economia varia, poiché sul breve periodo hanno una maggiore incidenza i costi iniziali, mentre sul lungo periodo hanno una maggiore incidenza le perdite per attrito.

La scelta ricadrà tra uno dei due diametri evidenziati sopra. Essendo tutto sommato abbastanza modesta la differenza di prezzo tra i 2 diametri, e considerando che oltre il 15° anno l'impianto sarà presumibilmente ancora in funzione, anche se non godrà più degli incentivi statali, si sceglie di impiegare il diametro più vantaggioso sul lungo termine.

Si sceglie quindi  $D_{esterno} = 280$  mm ( $D_{interno} = 247$  mm).

A questo punto è necessario verificare che nella condotta la pressione nominale non superi il valore di 20 bar.

La pressione nominale è data dalla somma della pressione idrostatica massima, delle sovrappressioni dovute al colpo d'ariete e della pressione equivalente dovuta alle sollecitazioni esterne (per le tubazioni leggere consistono essenzialmente nel peso del terreno di rinterro).

Pressione equivalente

La pressione equivalente dovuta al terreno di rinterro può essere determinata secondo la teoria di De Saedeleer, secondo cui la pressione del terreno rappresenta per la condotta un'azione ovalizzante che induce un momento massimo pari a (trascurando, a favore di sicurezza, l'effetto di contenimento del terreno):

$$M = 0.238 p r^2,$$

dove  $r$  è il raggio della condotta e  $p$  è il carico trasmesso dal terreno soprastante. Tale carico può essere calcolato, per tubi deformabili posti in trincea stretta<sup>a</sup>, con la seguente (Marston):

$$p = c\gamma DB$$

Con  $D$  = diametro esterno della tubazione,  $B$  larghezza della trincea di scavo alla sommità della tubazione,  $\gamma$  = peso specifico del terreno di rinterro,  $c$  = coefficiente di Marston, funzione della geometria dello scavo e delle caratteristiche del terreno.

Per scavi in sabbia e ghiaia e ipotizzando come sezione di scavo tipica quella mostrata in figura 5.3.3.1 (l'altezza di scavo avrà come limite superiore 1,6 m perché altezze più elevate richiederebbero opere di sostegno, con costi inaccettabili), è possibile ricavare  $c$  dal grafico di figura 5.3.3.2:

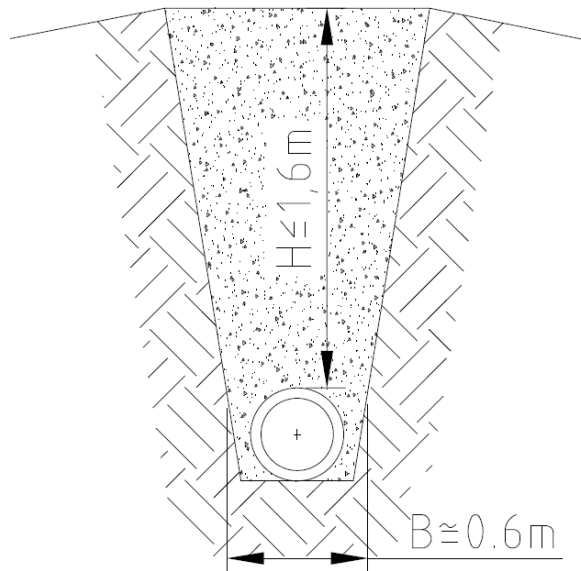
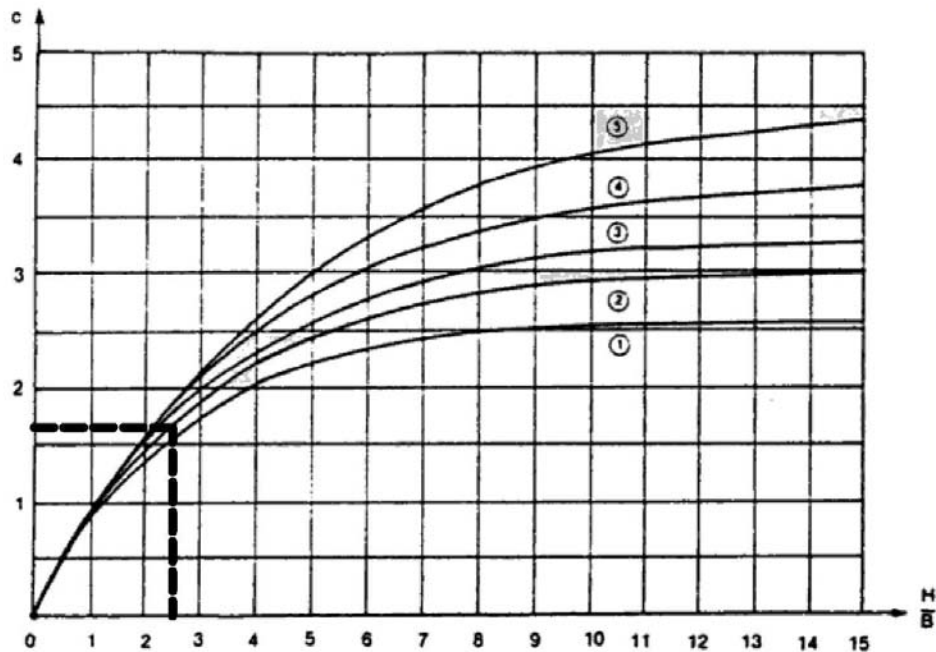


Figura 5.3.3.1 – Sezione della trincea di posa della tubazione

<sup>a</sup> La condizione di posa in trincea stretta si ha quando è verificata una delle seguenti:  $H \geq 1,5B$  per  $B \leq 2D$ ;  $H \geq 3,5B$  per  $2D < B < 3D$ .  $D$  è il diametro esterno della tubazione,  $B$  la larghezza della trincea di scavo alla sommità della tubazione e  $H$  l'altezza del rinterro sulla sommità della tubazione.



1—terreno granulare (senza coesione); 2—sabbia e ghiaia; 3—terreno agrario saturo;  
4—argilla ordinaria; 5—argilla saturo.

Figura 5.3.3.2 – Coefficiente di Marston

Si ha pertanto  $p = 1.6 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.280 \text{ m} \cdot 0.6 \text{ m} = 5.4 \text{ kN/m}$

$M = 0.238 p r^2 = 0.025 \text{ kNm}$

Tale momento induce una tensione pari a :

$$\sigma = M / W = \frac{0.025 \text{ kNm}}{1 \text{ m} \cdot (0.0165 \text{ m})^2 / 6} = 551 \text{ kN / m}^2, \text{ che equivale ad una pressione:}$$

$$p_E = \frac{2s\sigma}{D} = \frac{2 \cdot 0.025 \text{ m} \cdot 551 \text{ kN / m}^2}{0.280 \text{ m}} = 98 \text{ kN / m}^2 = 0,98 \text{ bar}$$

#### Pressione idrostatica massima

Si raggiunge nella sezione terminale della condotta ed è pari al salto lordo.

La pressione idrostatica massima è quindi pari a 25 m di colonna d'acqua (**2.45 bar**).

#### Sovrapressione dovuta al colpo d'ariete

Perché si abbia  $PN < 10$ , occorre che la sovrappressione dovuta al colpo d'ariete non superi il valore di  $10 - (2.45 + 0.98) = \mathbf{6.6 \text{ bar}}$ .

Il valore della sovrappressione/depressione in caso di *manovra brusca e istantanea* può essere calcolato mediante la formula di Allievi:

$$\frac{\Delta p}{\gamma} = a \cdot \frac{v_0}{g}$$

in cui:

- $\Delta p$  [kg/m<sup>2</sup>] = sovrappressione/depressione;
- $\gamma$  [kg/m<sup>3</sup>] = peso specifico dell'acqua (1000 kg/m<sup>3</sup>);
- $v_0$  [m/sec] = velocità dell'acqua in condotta;
- $g$  [m/sec<sup>2</sup>] = accelerazione di gravità (9,81 m/sec<sup>2</sup>);

$a$  [m/sec] = celerità, data da:

$$a = \frac{\sqrt{\varepsilon / \rho}}{\sqrt{1 + (D/s) \cdot (\varepsilon / E)}}$$

con:

$\varepsilon$  [kg/m<sup>2</sup>] = comprimibilità del liquido ( $2,07 \cdot 10^8$  kg/m<sup>2</sup>);  
 $\rho$  [kg · sec<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>] = massa volumica dell'acqua ( $102$  kg · sec<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>);  
 $D/s$  [-] = diametro interno della condotta / spessore;  
 $E$  [kg/m<sup>2</sup>] = modulo di Young (PEAD:  $9 \cdot 10^8$  kg/m<sup>2</sup>)

Si procede quindi al calcolo del valore di  $\Delta p$  per l'impianto in esame.

La celerità  $a$  vale:

$$a = \frac{\sqrt{2,07 \cdot 10^8 / 102}}{\sqrt{1 + \frac{247}{16,5} \cdot \frac{2,07 \cdot 10^8}{9 \cdot 10^8}}} = 676 \text{ m/sec}$$

La sovrappressione in caso di manovra brusca e istantanea vale:

$$\Delta p_{Allievi} = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 676 \frac{\text{m}}{\text{sec}} \cdot \frac{1,80 \text{ m/sec}}{9,81 \text{ m/sec}^2} = 121970 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 11,96 \text{ bar}$$

In caso di manovra *lenta*, le onde di depressione e di sovrappressione si sovrappongono smorzandosi a vicenda; per tenere conto di questo fatto per il calcolo di  $\Delta p$  si utilizza la formula di Michaud:

$$\frac{\Delta p}{\gamma} = a \cdot \frac{v_o}{\Theta g}$$

dove:

$$\Theta = T_c / T_f$$

$$T_f = \text{tempo di fase} = 2L/a = 0,41 \text{ sec}$$

Per limitare la sovrappressione al valore di 6.6 bar sarà sufficiente adottare un tempo di chiusura pari a  $T_c$ :

$$\Theta_{\min} = \frac{11,96}{6,6} = 1,81$$

$$\Theta_{\min} = \frac{T_{c \min}}{T_f} = \frac{T_{c \min}}{0,41 \text{ sec}} = 1,81$$

$$T_{c \min} = 1,81 \cdot 0,41 \text{ sec} = 0,74 \text{ sec}$$

Per  $T_c \geq 0,74 \text{ sec}$  la condizione  $PN \leq 10$  è rispettata.

### Caratteristiche di progetto

Si riassumono le caratteristiche della tubazione scelta:

<b>Materiale</b>	<b>PEAD</b>
<b>Pressione nominale</b>	<b>10 bar</b>
<b>Diametro esterno</b>	<b>280 mm</b>
<b>Spessore</b>	<b>16.5 mm</b>
<b>Velocità massima di progetto</b>	<b>1.77 m/sec</b>
<b>Velocità minima di progetto</b>	<b>0.44 m/sec</b>
<b>Prezzo unitario</b>	<b>68 /m</b>
<b>Lunghezza</b>	<b>140 m</b>
<b>Prezzo</b>	<b>9537</b>
<b>Dislivello</b>	<b>25 m</b>

Le perdite di carico dovute al moto dell'acqua nella condotta sono pari alla somma delle perdite distribuite  $\Delta h_d$  e delle perdite concentrate  $\Delta h_c$ . In questo caso la condotta ha un percorso pressoché rettilineo, per cui l'unica perdita concentrata di cui tenere conto è la perdita di imbocco, quantificabile con la seguente:

$$\Delta h_c = 0.5 \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Per le perdite distribuite vale la sopra citata formula di Darcy-Weisbach:

$$\Delta h_d = \frac{8 \cdot f \cdot L \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5}$$

Al deflusso della portata massima si ha:

$$\Delta h_d = 1.3 \text{ m}, \quad \Delta h_c = 0.1 \text{ m}$$

Quindi il salto disponibile al netto delle perdite di carico è pari a:

$$H_{netto} = 25 \text{ m} - (1.3 \text{ m} + 0.1 \text{ m}) = 23.6 \text{ m} = 0.94 H_{lordo}$$

## 5.4 – Centrale

La centrale sarà posizionata presso il Ponte dei Rumori, alla quota di 610 m slm (quota all'asse della turbina), circa 9 m al di sotto del piano di calpestio del Ponte.

Il Ponte dei Rumori è un ponte a due campate, e affonda la sua pila centrale nell'alveo del fiume. Con il tempo, il fiume si è spostato verso la sponda sinistra e la campata destra è stata per buona parte occlusa dall'accumulo di inerti, tanto che il Canale non lambisce più con le sue acque la pila del ponte: oggi il fiume passa interamente all'interno della campata spostata verso la sponda sinistra.

L'area individuata come piano di posa della centrale consiste in uno spiazzo posto in sponda destra a oltre 1,5 metri di altezza dal fondo dell'alveo. Tale spiazzo è da considerarsi sicuro per quanto riguarda il rischio di esondazione, infatti la portata di massima piena duecentennale transita nella sezione schematizzata in figura 5.4.1, considerata ai fini dei calcoli rettangolare ( $K = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{sec}$ , larghezza = 11 m, i dedotta dalla  $CTR = 0.2$ ) con un'altezza liquida pari a  $h = 0,8 \text{ m}$ .

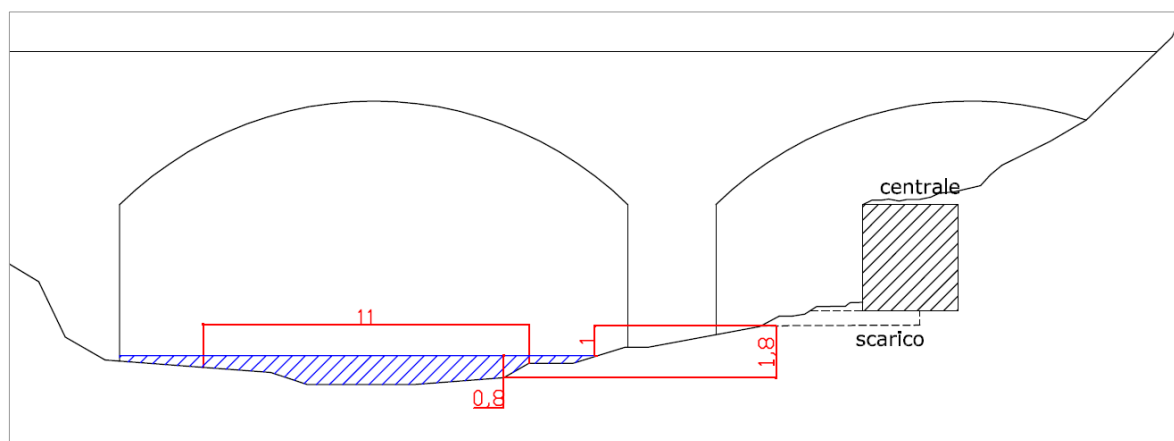


Figura 5.4.1 – Franco di sicurezza Centrale per  $Q = Q_{200} = 69 \text{ m}^3/\text{sec}$

La centrale dovrà contenere al suo interno la turbina, il generatore ed i quadri elettrici di trasformazione.

### 5.4.1 – Gruppo generatore-turbina

I dati di progetto su cui dimensionare la turbina sono:

$$\begin{aligned} H_{\text{netto}} &= 23.6 \text{ m} \\ Q_{\text{max}} &= 85 \text{ L/sec} \\ P \text{ (kW)} &= 9.81 \cdot Q_{\text{max}} \text{ (m}^3/\text{sec)} \cdot H_{\text{netto}} \text{ (m)} = \\ &= 9.81 \cdot 0.085 \cdot 23.6 = 19.7 \text{ kW} \end{aligned}$$

La turbina idraulica più adatta all'impianto in questione è la turbina Banki-Michell, le cui caratteristiche sono già state illustrate al 4.4.1, al quale si rimanda

Si procede quindi al dimensionamento della turbina. Se si decide di acquistare una turbina, non è necessario un dimensionamento accurato, che viene eseguito direttamente dalla casa costruttrice. Si fa presente comunque che la turbina Banki-Michell è costruttivamente piuttosto semplice, quindi può essere realizzata in proprio, con alcune semplificazioni che

sacrificano qualche punto di rendimento, con una normale attrezzatura da carpenteria metallica.

**Il prezzo di mercato di un gruppo generatore - turbina (Banki-Michell) avente potenza in ingresso pari a 20 kW si aggira attorno ai 13500 .**

In ogni caso, la corretta progettazione della centrale non può prescindere dalle dimensioni della turbina, che vanno quindi stimate tramite un dimensionamento di massima. Il procedimento seguito è quello illustrato al 4.4.1, al quale si rimanda.

- $V = 0,98\sqrt{2 \cdot g \cdot H_{netto}}$  = velocità con cui l'acqua esce dall'iniettore ed entra nel rotore = 21.1 m/sec
- $\alpha$  = angolo compreso tra la direzione della velocità assoluta di ingresso dell'acqua e la tangente al rotore =  $20^\circ$ .
- $U$  = velocità periferica del rotore = 9.91 m/sec
- $\beta$  = angolo di inclinazione delle pale in corrispondenza del diametro esterno del rotore =  $54^\circ$
- Il numero  $n$  di giri della turbina, al fine di evitare moltiplicatori di giri, può porsi pari a 750 rpm, pertanto  $D_{ext} = 60 U / \pi n = 250$  mm e  $D_{int} = 2/3 \cdot 270$  mm = 170 mm.
- 

$$n_c = n \cdot \frac{\sqrt{Q}}{\sqrt[4]{H_n^3}} = 1500 \cdot \frac{\sqrt{0.085}}{\sqrt[4]{23.9^3}} = 40$$

$n_c$  è compreso nell'intervallo 18 – 50, pertanto anche la scelta di  $\alpha = 20^\circ$  è corretta.

- Resta da dimensionare l'iniettore. L'angolo al centro che sottende l'arco di ammissione viene fissato, nel caso attuale, a  $60^\circ$ .

La dimensione  $a$  della strozzatura dell'iniettore è pari a:

$$a = (\pi D_{ext} - s_p z) \cdot f \cdot \sin \alpha = (\pi \cdot 0.25m - 0.003m \cdot 24) \cdot 60^\circ / 360^\circ \cdot \sin 20 = 41mm$$

- La lunghezza  $b$  dell'iniettore è pari a  $b = Q/(a \cdot V) = 100$  mm  
La lunghezza  $B$  del rotore è pari a  $B = b + (0.02 \div 0.03) = 130$  mm
- Il momento torcente  $M$  all'albero vale:  $M = \frac{9600 \cdot P}{\eta_g \cdot n} = 246$  Nm

Per il diametro  $d$  dell'albero può porsi approssimativamente  $d = 7\sqrt[3]{M} = 44$  mm.

Nel dimensionamento della turbina, si è fatta l'ipotesi di utilizzare un generatore trifase a bassa velocità di rotazione (750 rpm), al fine di evitare il moltiplicatore di giri: in questo caso, il generatore viene installato direttamente sull'asse della turbina. Siccome la turbina è ad asse orizzontale, ciò significa che il generatore sarà posto a fianco della turbina, non sopra. Questa disposizione comporta maggiore ingombro planimetrico, minore ingombro altimetrico. La frequenza della corrente in uscita dal generatore è legata alla velocità di rotazione del motore e al numero di coppie polari secondo la:

$$n = \frac{60f}{p}$$

dove:

$n$  [rpm] = giri al minuto del motore elettrico

$f$  [Hz] = frequenza della corrente in uscita (posta pari a 50 Hz, per poter essere immessa nella rete elettrica nazionale)

$p$  [-] = numero di coppie polari del motore elettrico

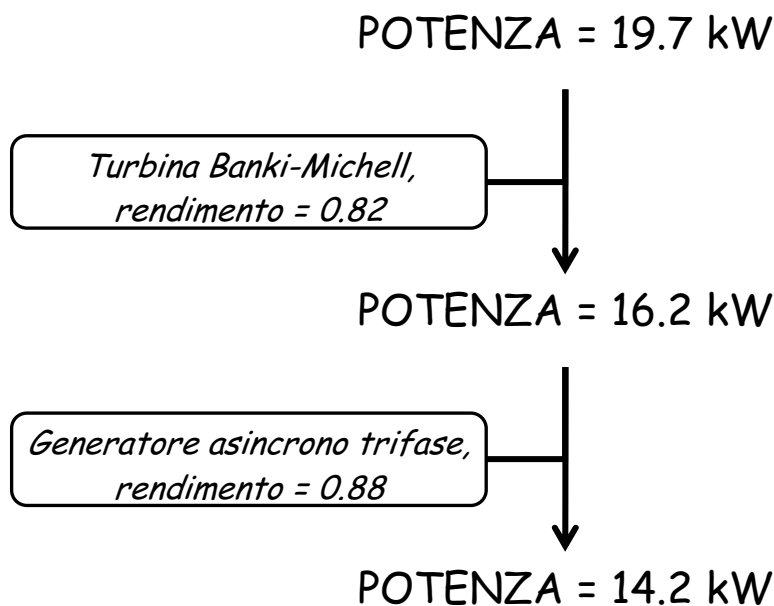
In questo caso, avendo posto  $n = 750$  rpm e  $f = 50$  Hz, si ricava  $p = 4$ .

Per quanto riguarda l'ingombro del gruppo generatore-turbina, si ha:

- Ingombro planimetrico turbina =  $D_{\text{ext}} \times B = 250 \text{ mm} \times 130 \text{ mm} \approx 0.30 \text{ m} \times 0.15 \text{ m}$ .  
*Considerando, orientativamente, lo stesso ingombro anche per l'alternatore*, si ha:  
Ingombro planimetrico del gruppo =  $0.30 \text{ m} \times 0.30 \text{ m}$ ;
- Ingombro altimetrico del gruppo = ingombro altimetrico turbina (vedi figura 5.4.1.1) =  $D_{\text{ext}} + D_{\text{ext}}/2 = 300 \text{ mm}$ .

Assumendo per la turbina un rendimento dello 0.82 e per il generatore un rendimento dello 0.88, si ha:

- Turbina: potenza in ingresso = 19.7 kW  
potenza in uscita =  $19.7 \text{ kW} \cdot 0.82 = 16.2 \text{ kW}$
- Generatore: potenza in ingresso = 16.2 kW  
Potenza in uscita =  $16.2 \text{ kW} \cdot 0.88 = 14.2 \text{ kW}$





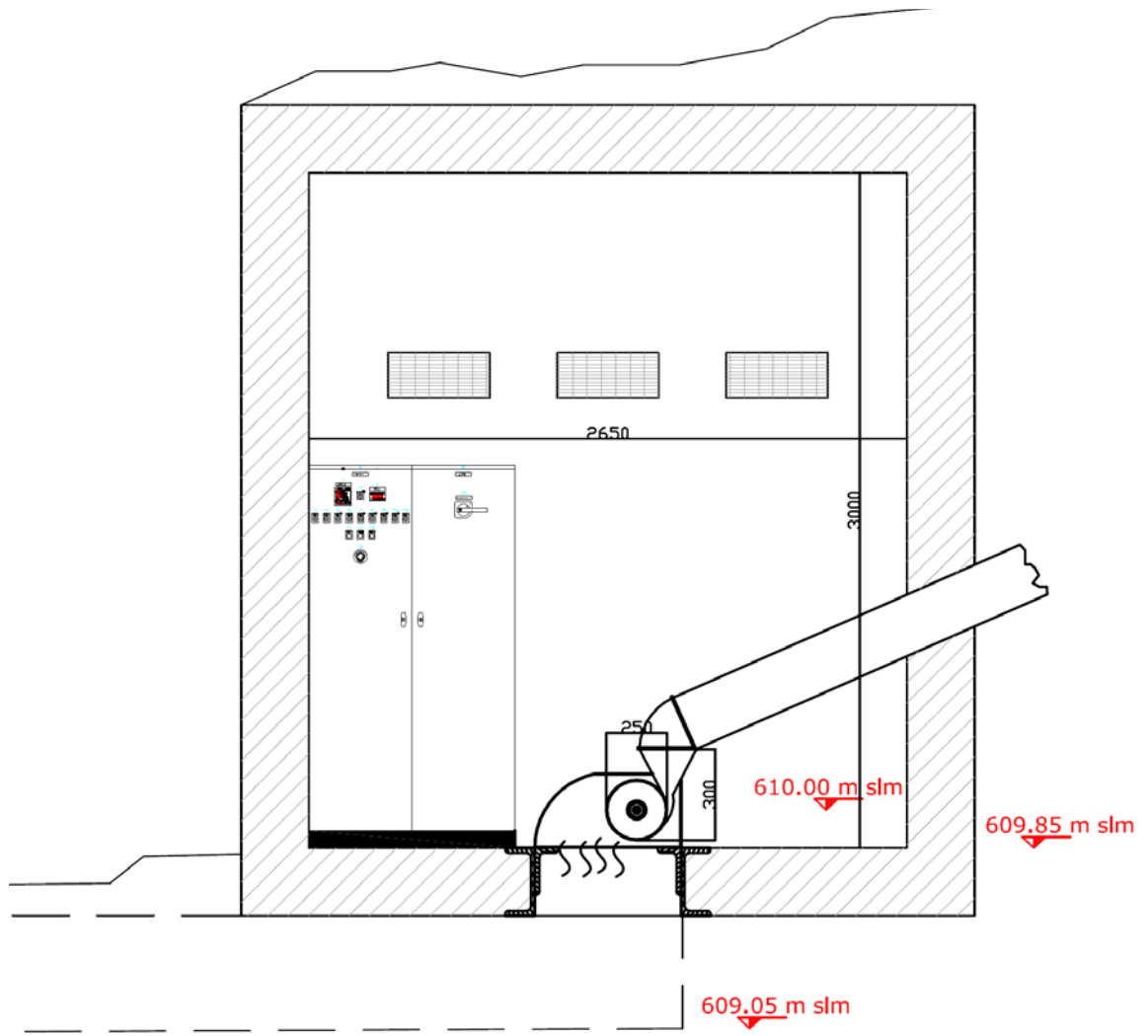


Figura 5.4.1.1 – Posizionamento altimetrico della turbina

## 5.5 – Canale di restituzione

Il canale di restituzione consisterà in un semplice scivolo di raccolta in calcestruzzo avente una lunghezza pari a meno di 5 m. La pendenza sarà contenuta al massimo (0.5 %) per limitare le operazioni di scavo; il fondo del canale sarà posto 0,8 m al di sotto del piano di calpestio della centrale, vale a dire 0,95 m al di sotto dell'asse della turbina

$$\underline{610,00 \text{ m slm} - 0,95 \text{ m} = 609,05 \text{ m slm}}$$

Tale valore assicura al canale, che sarà largo 30 cm, un'altezza libera di 50 cm (0,5 m = 0,8 m – spessore del solaio). Tale valore è ampiamente sufficiente a consentire l'allontanamento della portata massima di progetto, infatti dalla formula di Gauckler Strickler si ricava che la portata  $Q = 0.085 \text{ L/sec}$  transita in un canale di sezione rettangolare, largo 40 cm e avente pendenza pari a 0.005 con un'altezza liquida  $h$  pari a:

$$\underline{h = 22 \text{ cm.}}$$

Come già mostrato in figura 5.4.1, il canale di scarico è posto al di fuori della zona inondabile per  $Tr \leq 200$  anni.

## 5.6 - Considerazioni economiche

È indispensabile verificare la convenienza dell'investimento nell'impianto progettato.

In questa trattazione, ci si limiterà a valutare in modo sommario costo iniziale dell'impianto, spese di progettazione, spese periodiche di manutenzione e a confrontare tali costi con il ricavo annuo presunto, stimando quindi, seppur grossolanamente, il tempo di ritorno dell'investimento.

Si considerano:

- Condotta forzata, il cui prezzo di mercato è stato stimato al 5.3.5 in circa 9500 ;
- Gruppo generatore-turbina da 20 kW, il cui prezzo di mercato è stato stimato al 4.4.1 in 13500 ;
- Scavi, riporti, opere civili ed idrauliche, di difficile valutazione. Si può assumere, orientativamente, una spesa di 10000 ;
- Produzione di atti e documenti, spese burocratiche, spese di progettazione, può assumersi pari a 5000 ;
- Valvole, paratoie, organi di comando, può prevedersi una spesa di 1000 ;
- Spese annue di manutenzione, non dovrebbero superare i 700 , data la modestia delle portate in gioco.

Si stima pertanto:

$$\text{Costo iniziale} \approx 39000$$

$$\text{Costo annuo di manutenzione} \approx 700$$

Si passa ora al calcolo della remuneratività dell'impianto:

**Potenza installata: 20 kW – Rendimento turbina = 0.82 – Rendimento gruppo = 0.72**

Giorni	Q <sub>der</sub> (m <sup>3</sup> /sec)	H <sub>netto</sub> (m)	P <sub>disp</sub> (kW)	P <sub>erogata</sub> (kW)	E (kWh)	E <sub>integrale</sub> (kWh)
0	0.085	23.6	19.7	14.2	1704	
10	0.085	23.6	19.7	14.2	5112	1704
30	0.085	23.6	19.7	14.2	8520	6816
60	0.075	23.9	17.6	12.7	9296.4	15336
91	0.048	24.5	11.5	8.3	7470	24632.4
135	0.030	24.8	7.3	5.3	5787.6	32102.4
182	0.021	24.9	5.1	3.7	6171.6	37890
274	0	25	0	0	0	44061.6
355	0	25	0	0	0	44061.6
365	0	25	0	0	0	<b>44061.6</b>

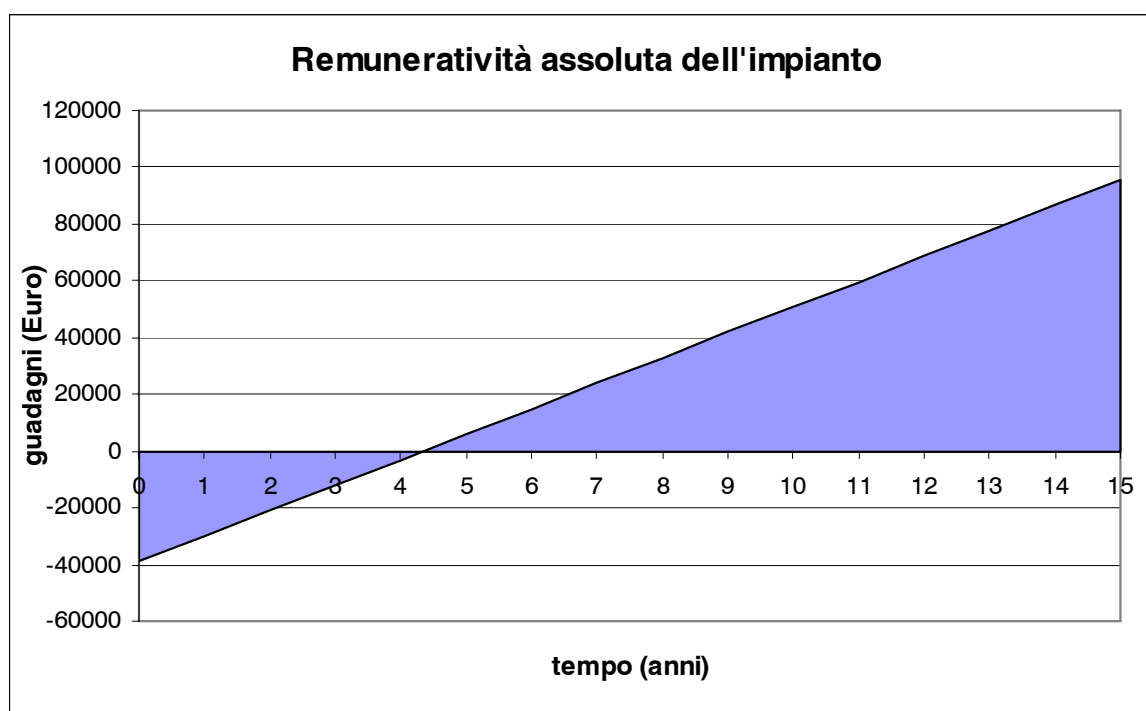
L'energia producibile annua risulta pertanto pari a circa 44 MWh. Ricordando che il prezzo dell'energia prodotta dai micro impianti è pari a 220 €/MWh (per i primi 15 anni di esercizio dell'impianto), risulta che l'impianto in esame consente un ricavo annuo pari a:

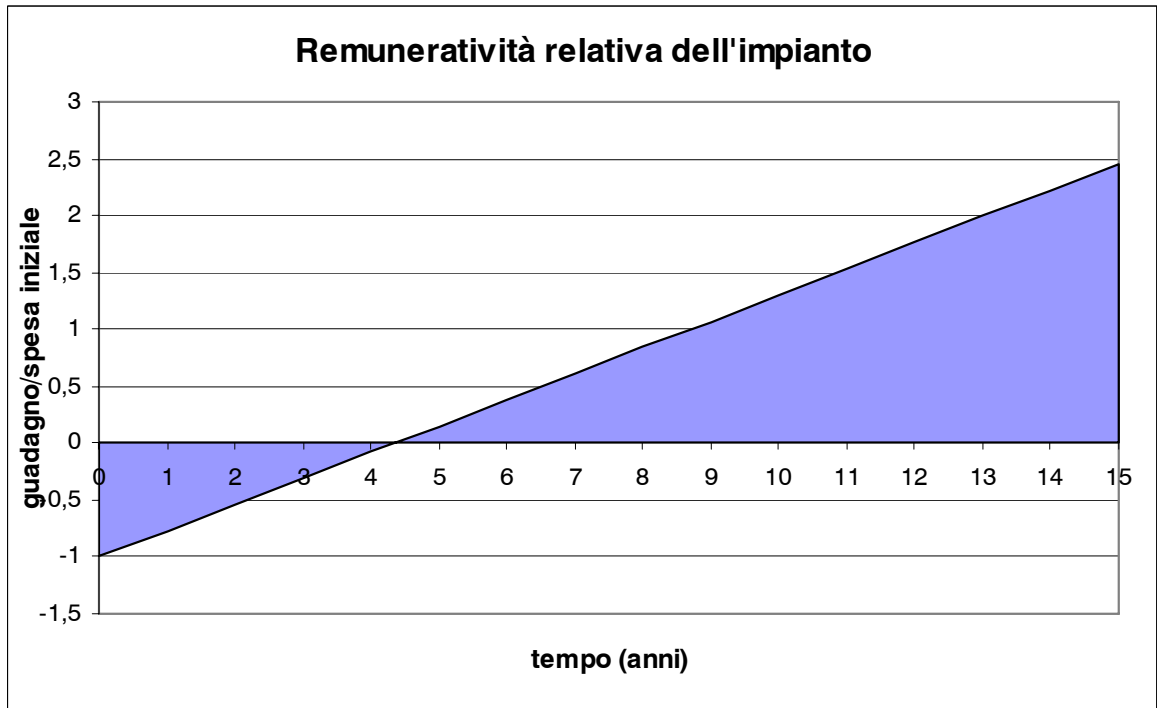
$$220 \text{ €/MWh} \cdot 44 \text{ MWh/anno} = 9680 \text{ €/anno}$$

Al netto delle spese di manutenzione:

$$\text{Remuneratività impianto} = (9680 - 700) \text{ €/anno} = 8980 \text{ €/anno}$$

Si ha pertanto che il costo iniziale dell'impianto, di 39000 €, viene recuperato in un tempo indicativamente pari a 4-5 anni, come mostrato nel grafico che segue:





*Dopo i primi 15 anni di esercizio, l'impianto, a fronte di una spesa iniziale di circa 39000 Euro, fornisce un guadagno (al netto del costo iniziale e delle spese annuali di manutenzione) di circa 95000 Euro, più del doppio della spesa iniziale.*

## CONCLUSIONI

Dopo una breve descrizione dei micro impianti idroelettrici e della normativa di riferimento, si è proceduto allo studio di due diverse zone italiane (Pisogne, BS e Zeri, MS) per verificare la possibilità di realizzarvi vantaggiosamente micro impianti idroelettrici.

Le soluzioni individuate (5 per Pisogne, 4 per Zeri) comprendono impianti di potenza compresa tra i 4 e i 55 kW, i cui dati sono riassunti di seguito.

- Pisogne (BS):

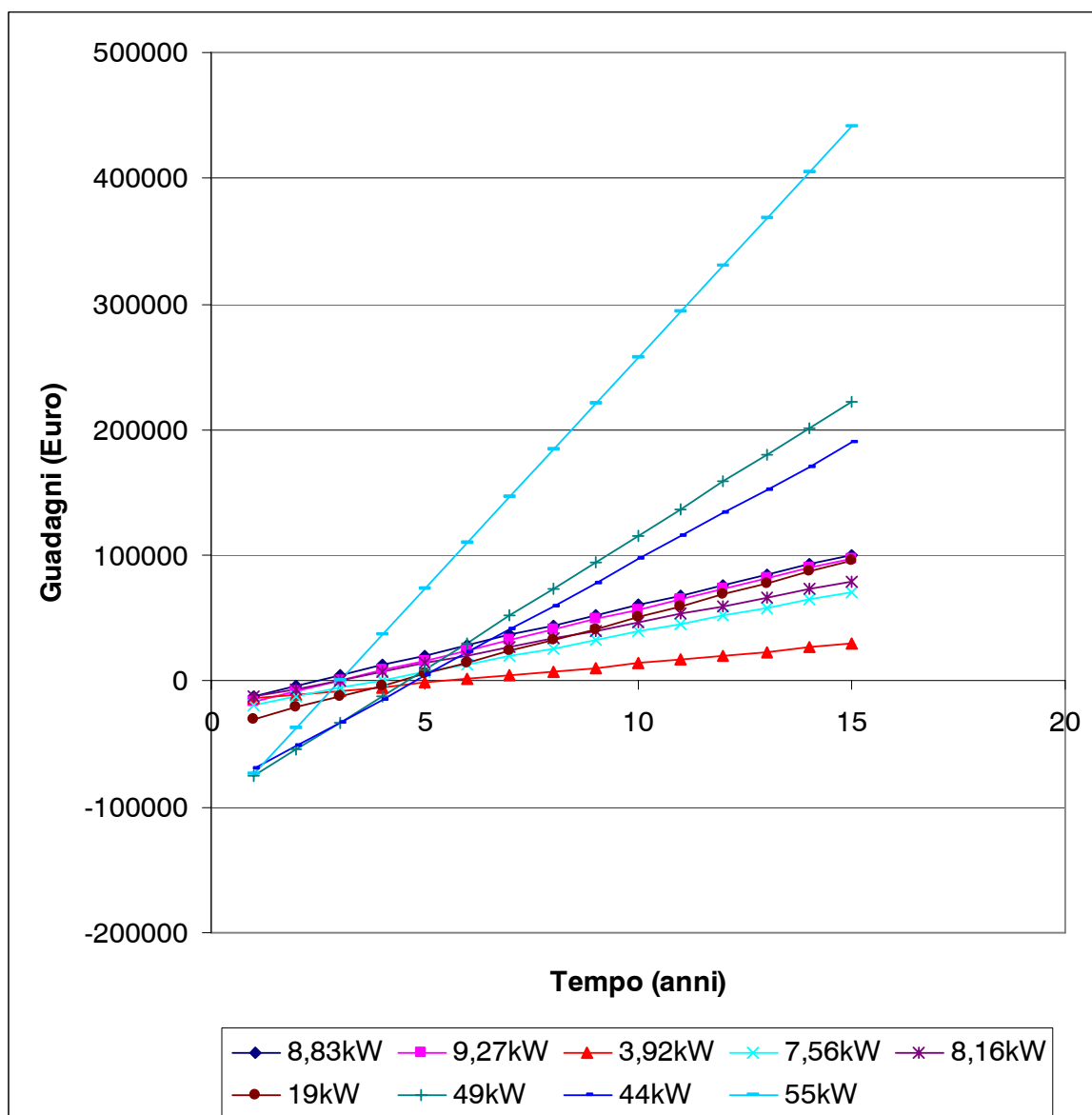
		Potenza installata (kW)	Investimento ( )	Guadagno al 15° anno ( )	Guadagno annuo netto ( )	Tempo di recupero investimento (anni)
<b>TROBIOLO</b>		8,8	19500	100600	8010	2,4
<b>ROVINA</b>		9,3	24000	97800	8120	3
<b>TUFERE</b>	1	8,2	20000	78000	6560	3
	2	7,6	24800	71200	7520	2,5
<b>VALLE RONGAGLIE</b>		3,9	17100	29900	3130	5,5

- Zeri (MS):

		Potenza installata (kW)	Investimento ( )	Guadagno al 15° anno ( )	Guadagno annuo netto ( )	Tempo di recupero investimento (anni)
<b>CANALE DEI RUMORI</b>		19	39000	95000	8980	4,3
<b>CANALE DEL BOSCO</b>		49	97100	223000	21310	4,5
<b>MORETTA</b>		44	88300	189000	18510	4,8
<b>ORSARA</b>		55	110000	441000	36770	3

Dallo studio effettuato, è emerso che:

- fissata la sezione di presa, è sempre risultato conveniente sfruttare il massimo salto disponibile, spostando il più possibile a valle la sezione di restituzione;
- i tempi di recupero dell'investimento iniziale sono compresi tra i 2 e i 6 anni, il rapporto tra guadagno al 15° anno ed investimento è compreso tra 1,75 e 5;
- i tempi di recupero dell'investimento e il rapporto guadagni/costi non sono direttamente correlabili con la potenza installata (vedi grafico sottostante)



- è invece direttamente correlabile con la potenza installata il guadagno netto al 15° anno, maggiore per gli impianti a potenza più elevata.

I dati mostrati sono senz'altro interessanti, ed evidenziano come l'idroelettrico minore rappresenti un'appetibile opportunità di investimento<sup>a</sup>. Il numero di soluzioni individuate è di 9 su un territorio di circa 120 kmq, quindi una ogni 13 kmq circa: questo numero dà un'idea delle potenzialità di sviluppo del micro idroelettrico in Italia, almeno per quanto riguarda la parte collinare e submontana dell'Appennino, ad oggi quasi ovunque spopolata e improduttiva.

È da evidenziare il fatto che la remuneratività dei micro impianti è fortemente dipendente dagli incentivi statali. Senza di essi infatti, il prezzo di cessione dell'energia sarebbe pari a 7 Eurocent/kWh e la situazione sarebbe la seguente:

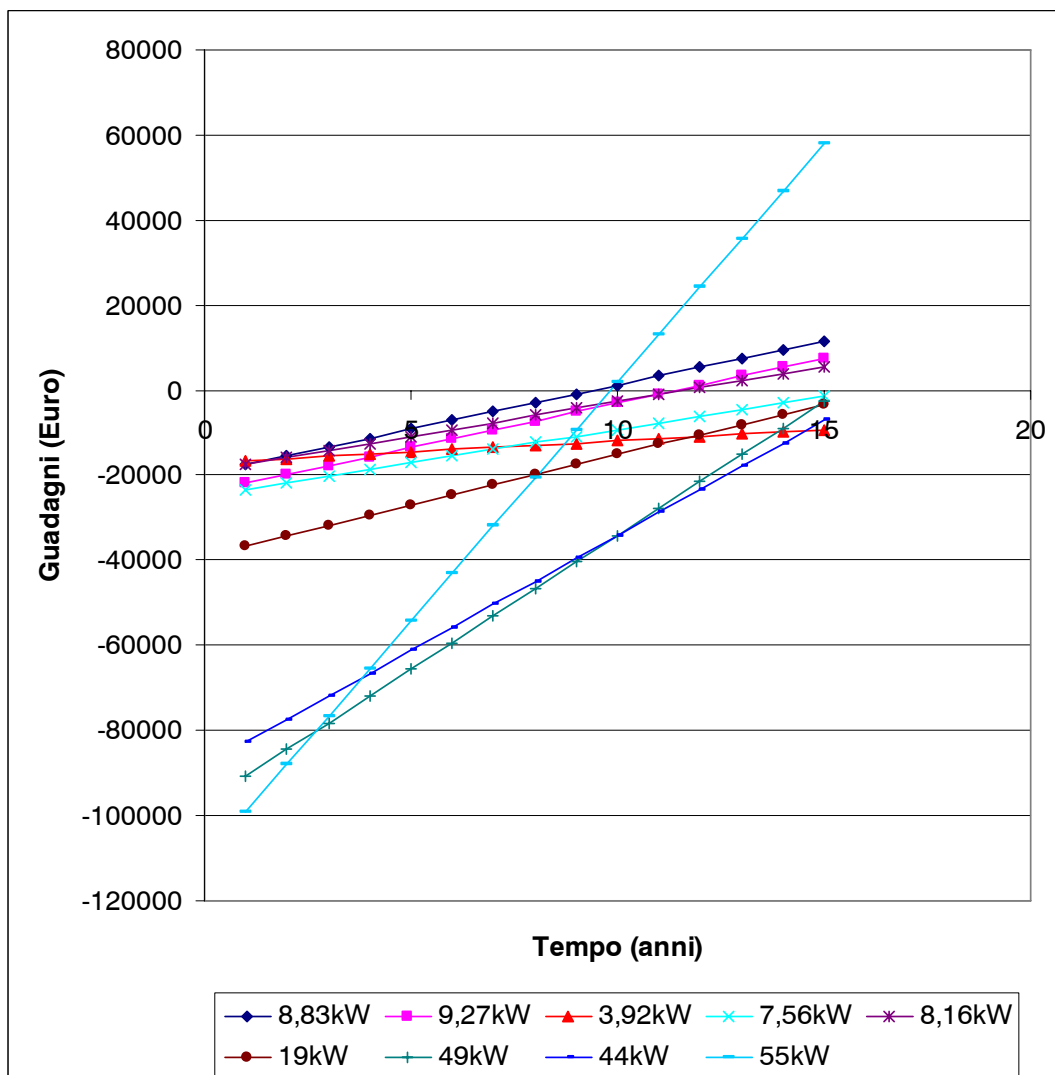
- Pisogne (BS):

		<b>Potenza installata (kW)</b>	<b>Investimento ( )</b>	<b>Guadagno al 15° anno ( )</b>	<b>Guadagno annuo netto ( )</b>	<b>Tempo di recupero investimento (anni)</b>
<b>TROBIOLO</b>		8,8	19500	11580	2070	9,5
<b>ROVINA</b>		9,3	24000	7560	2110	11,5
<b>TUFERE</b>	1	8,2	20000	5300	1610	11,7
	2	7,6	24800	-1430	1560	16
<b>VALLE RONGAGLIE</b>		3,9	17100	-9300	520	33

<sup>a</sup> Si ricorda comunque che i costi ai quali è stato fatto riferimento sono orientativi, da valutarsi caso per caso in una fase di maggiore dettaglio.

- Zeri (MS):

	Potenza installata (kW)	Investimento (€)	Guadagno al 15° anno (€)	Guadagno annuo netto (€)	Tempo di recupero investimento (anni)
<b>CANALE DEI RUMORI</b>	19	39000	-3234	2384	16
<b>CANALE DEL BOSCO</b>	49	97100	-2577	6300	15,4
<b>MORETTA</b>	44	88300	-7100	5400	16,3
<b>ORSARA</b>	55	110000	58000	11220	9,8





Effettuata questa panoramica, è stato effettuato il dimensionamento per due delle soluzioni individuate: Tufere (8.2 kW) e Canale dei Rumori (19 kW).

I due contesti erano molto diversi. Le differenze che maggiormente hanno influito sulle scelte progettuali sono le seguenti:

- il sito individuato sul Tufere è inserito in un centro abitato, mentre il sito sul Canale dei Rumori si trova in area boschiva, pertanto è stato necessario studiare la viabilità di accesso ed accertare la possibilità di allacciarsi alla rete elettrica nazionale senza oneri eccessivi;
- la maggior parte delle opere necessarie per la realizzazione dell'impianto sul Tufere sono già esistenti, mentre sul Canale dei Rumori non è presente alcuna opera;
- i principali vincoli per il posizionamento delle opere sul Canale dei Rumori sono i vincoli ambientali e l'orografia del territorio;
- la planimetria dell'impianto sul Tufere era definita fin dall'inizio, pertanto il lavoro del progettista si è limitato ad un riadattamento delle opere già esistenti;
- il Tufere è un torrente fortemente antropizzato, nel quale non sono presenti specie ittiche, mentre il Canale dei Rumori è un corso d'acqua naturale, privo di briglie o sistemazioni: questa circostanza ha determinato una sostanziale differenza nella tipologia delle opere di presa (traversa di derivazione sul Tufere, presa "a trappola", facilmente oltrepassabile dall'ittiofauna, sul Canale dei Rumori).

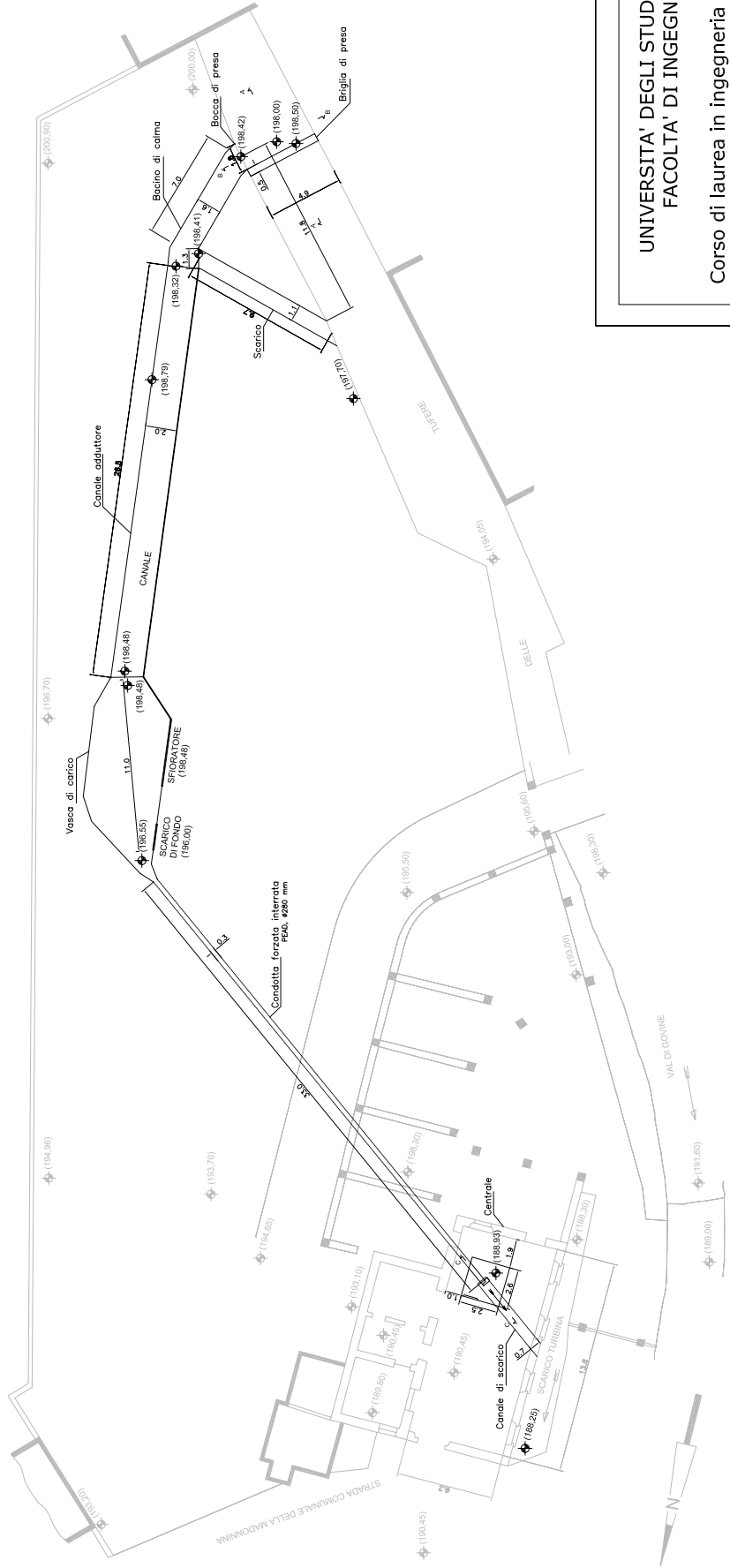
## BIBLIOGRAFIA

- COMUNE DI PISOGNE, *Elaborato Tecnico Relativo al Reticolo Idrico Minore e Relative Fasce di Rispetto*
- COMUNE DI PISOGNE, REGIONE LOMBARDIA, PROVINCIA DI BRESCIA, *Proposta di ripermimetrazione area a rischio idrogeologico molto elevato*
- REGIONE LOMBARDIA, *Piano di Tutela delle Acque*
- AdB MAGRA, *Piano Stralcio “Assetto Idrogeologico”*
- AdB MAGRA, *Piano Stralcio “Tutela dei Corsi d’Acqua Interessati da Derivazioni”*
- GRUPPO DI LAVORO DEL DIPARTIMENTO DI SCIENZE DELLA TERRA DELL’UNIVERSITÀ DI SIENA, *Studio per la definizione del bilancio idrico ed idrogeologico del bacino del Fiume Magra*
- D. GIUNTINI, *Pericolosità, rischio di frana e pianificazione. Un caso di studio nel bacino del Fiume Magra*
- INGEGNERIA SENZA FRONTIERE, *Acqua controcorrente*
- D. MCGUIGUAN, *Energia dall’acqua a piccola scala*
- C. PENCHE, *Guida all’idroelettrico minore*
- S. PAGLIARA, *Dispense di Protezione Idraulica del Territorio*
- V. MILANO, *Acquedotti*
- V. MILANO, *Costruzioni idrauliche – Sistemazioni dei corsi d’acqua*
- G. NOSEDA, *Correnti permanenti con portata progressivamente decrescente, defluenti su griglie di fondo. Ricerca sperimentale, “L’Energia Elettrica”, n.6, 1956*
- A. PERUGINELLI, *Idraulica*
- T. MARTELLI, *Impianto idroelettrico ad acqua fluente sui torrenti Magriola e Valburana*
- L. RIVOLI, *Microcentrali idroelettriche per autoconsumo: valutazioni tecniche ed economiche*
- L. PAOLI, *La costruzione di una ruota idraulica*
- L. PAOLI, G. RODOLFI, *Costruzione di una turbina Michell-Banki*

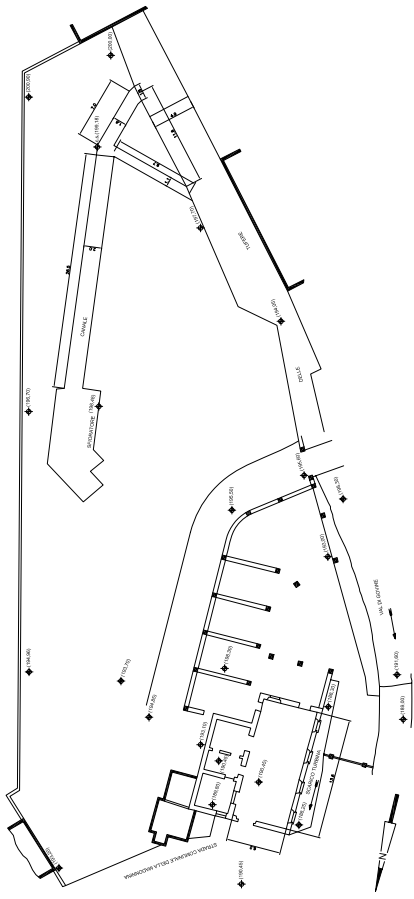
### Principali siti internet consultati:

- <http://www.adbmagra.it>
- <http://ita.arpalombardia.it>
- <http://www.gse.it>
- <http://www.regione.toscana.it>
- <http://www.zotloeterer.com>
- <http://www.energeticambiente.it>

Stato di progetto. Scala 1:150



Stato attuale. Scala 1:300

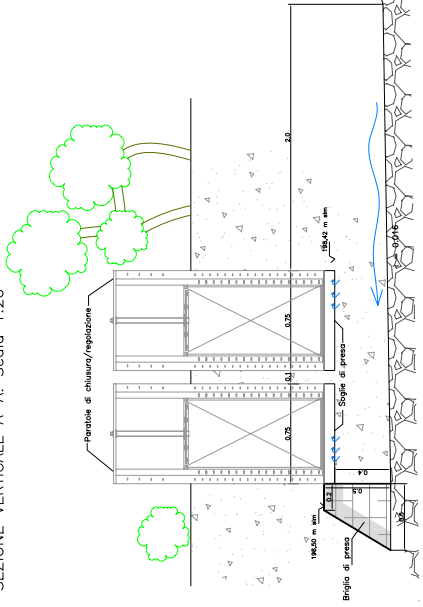


UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PISA  
 FACOLTA' DI INGEGNERIA  
 Corso di laurea in ingegneria idraulica, dei  
 trasporti e del territorio

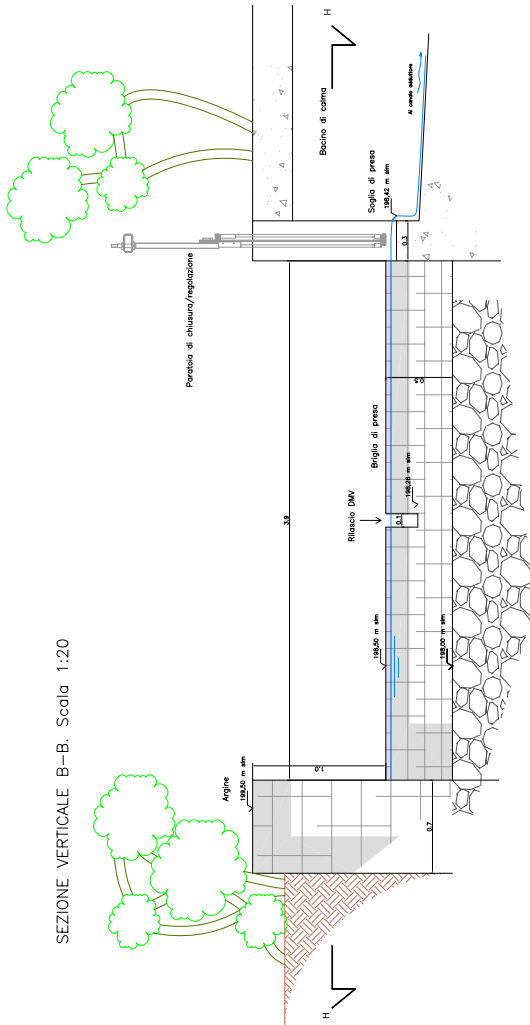
PROGETTAZIONE DI MICRO IMPIANTI  
 IDROELETTRICI  
 Relatore: Prof. Ing. Stefano Pagliara  
 Studentessa : Tullia Martelli  
 MICRO IMPIANTO SUL TORRENTE TUFERE:  
 SCHEMA PLANIMETRICO

SCALA :  
 1:300  
 1:150  
 TAVOLA 1

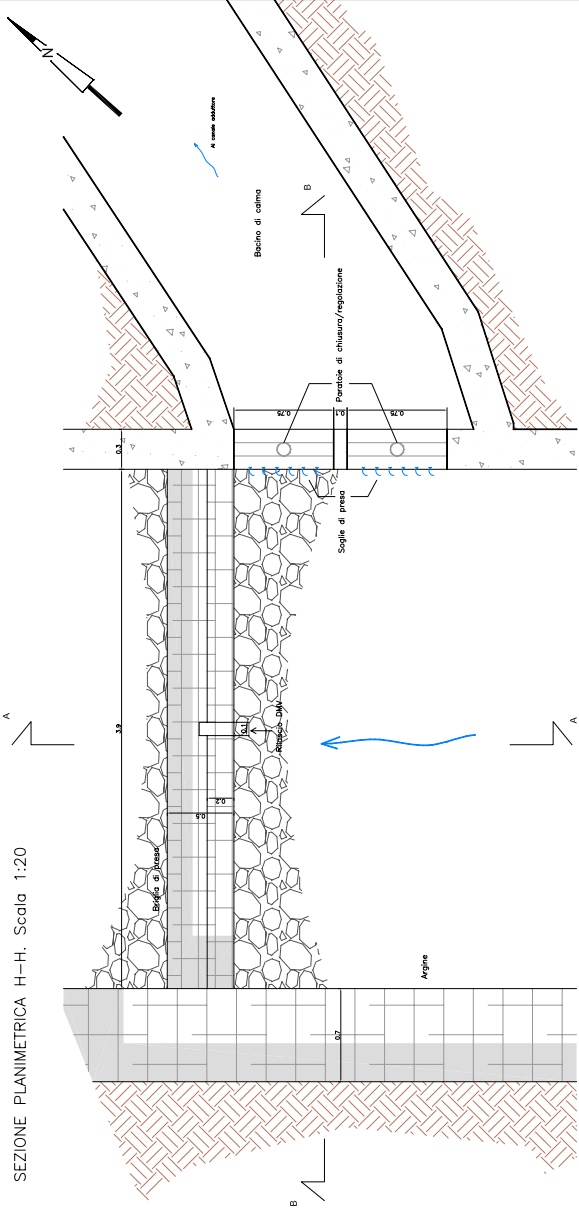
SEZIONE VERTICALE A-A. Scala 1:20



SEZIONE VERTICALE B-B. Scala 1:20

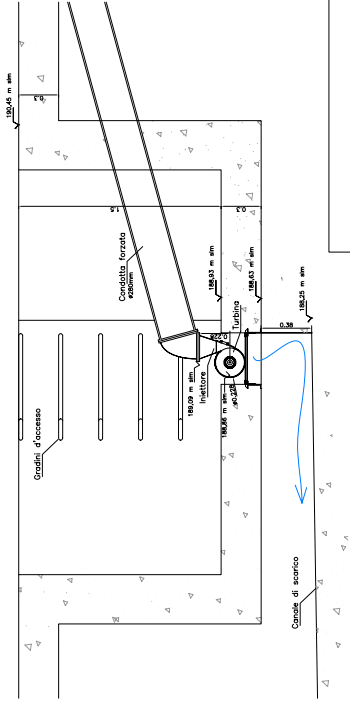


SEZIONE PLANIMETRICA H-H. Scala 1:20



OPERA DI PRESA: SEZIONI

SEZIONE VERTICALE C-C. Scala 1:20



CENTRALE: SEZIONE

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PISA  
FACOLTA' DI INGEGNERIA

Corso di laurea in ingegneria idraulica, dei  
trasporti e del territorio

PROGETTAZIONE DI MICRO IMPIANTI  
IDROELETTRICI

Relatore: Prof. Ing. Stefano Pagliara  
Studentessa : Tullia Marrelli

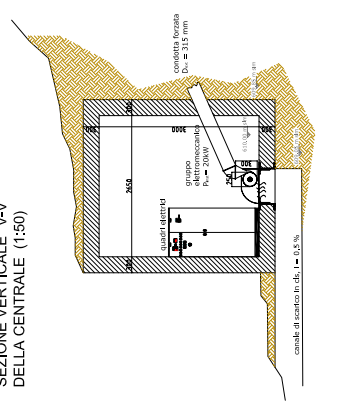
MICRO IMPIANTO SUL TORRENTE  
TUFERE: SEZIONI

SCALA :  
1:20

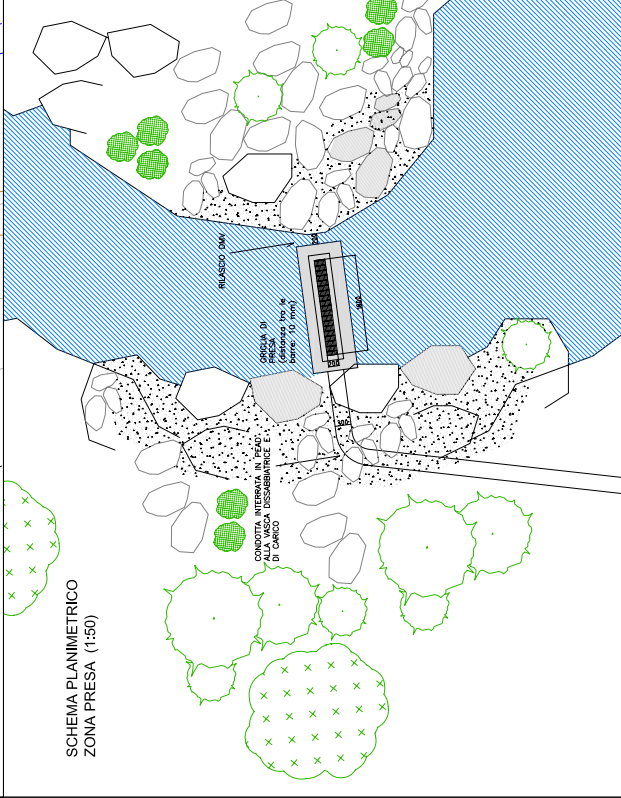
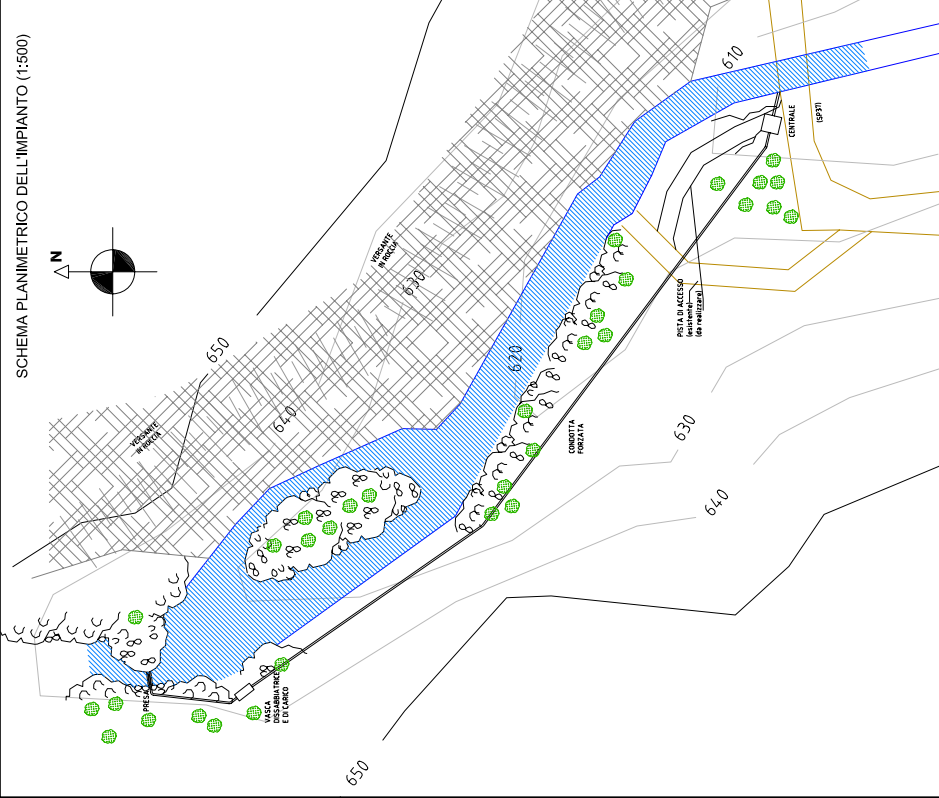
TAVOLA 2



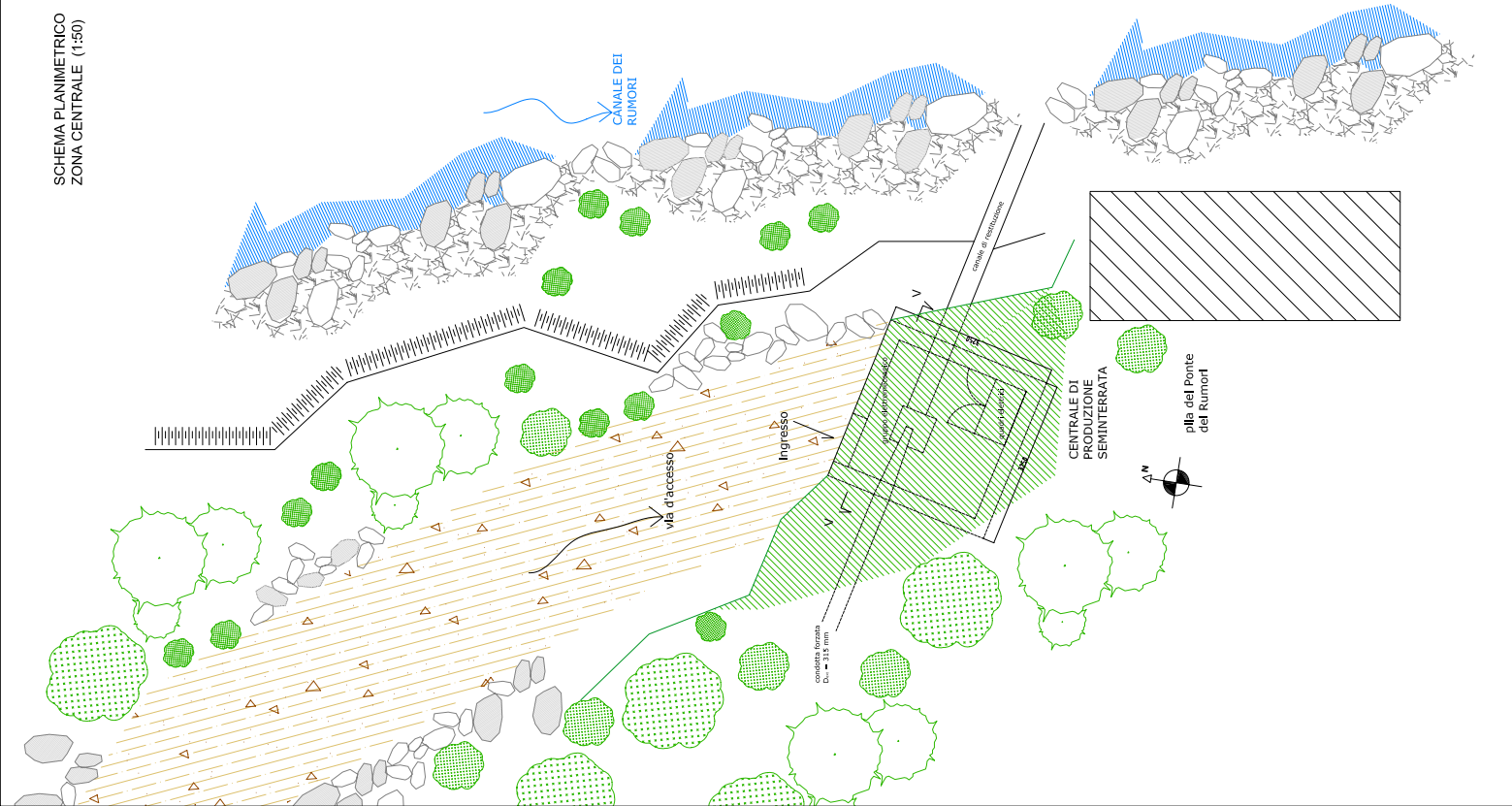
SEZIONE VERTICALE "V-V"  
DELLA CENTRALE (1:500)



SCHEMA PLANIMETRICO DELL'IMPIANTO (1:5000)



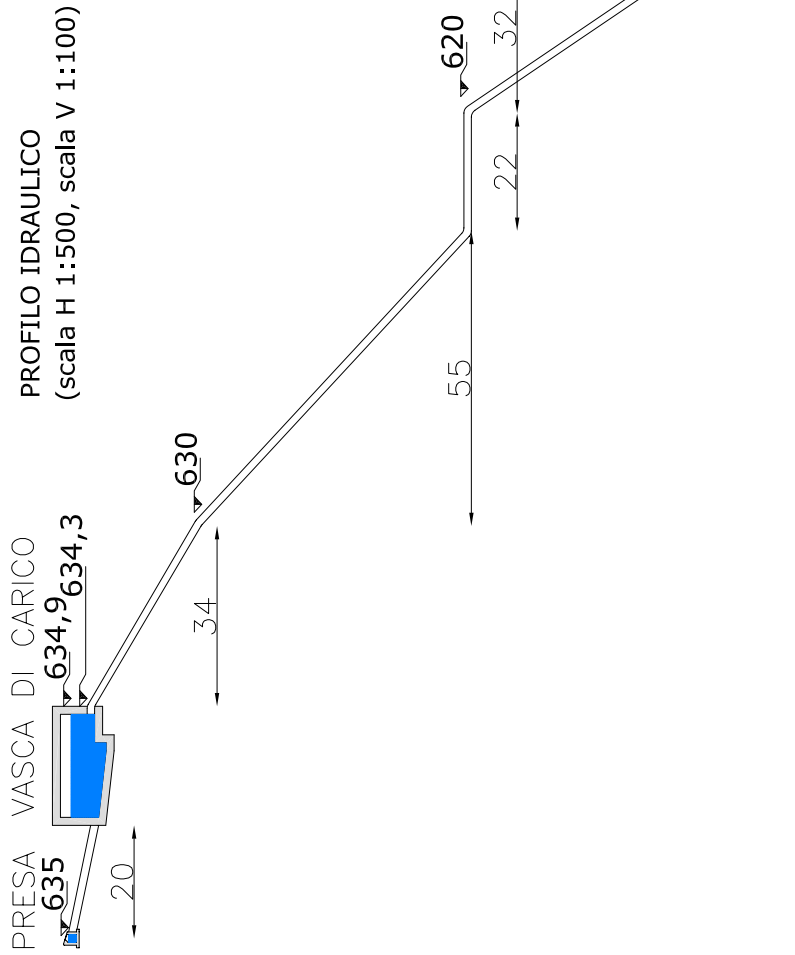
SCHEMA PLANIMETRICO  
ZONA CENTRALE (1:500)



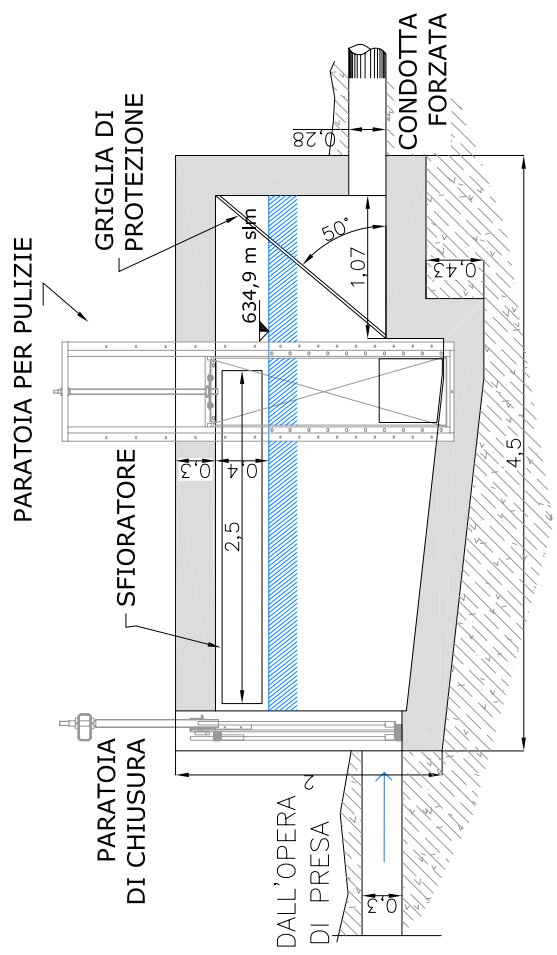
UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PISA  
FACOLTA' DI INGEGNERIA  
Corso di laurea in ingegneria idraulica, dei  
trasporti e del territorio

PROGETTAZIONE DI MICRO IMPIANTI  
IDROELETTRICI  
Relatore: Prof. Ing. Stefano Pagliara  
Studentessa: Tullia Martelli  
MICRO IMPIANTO SUL CANALE DEI RUMORI:  
PLANIMETRIE E SEZIONE CENTRALE

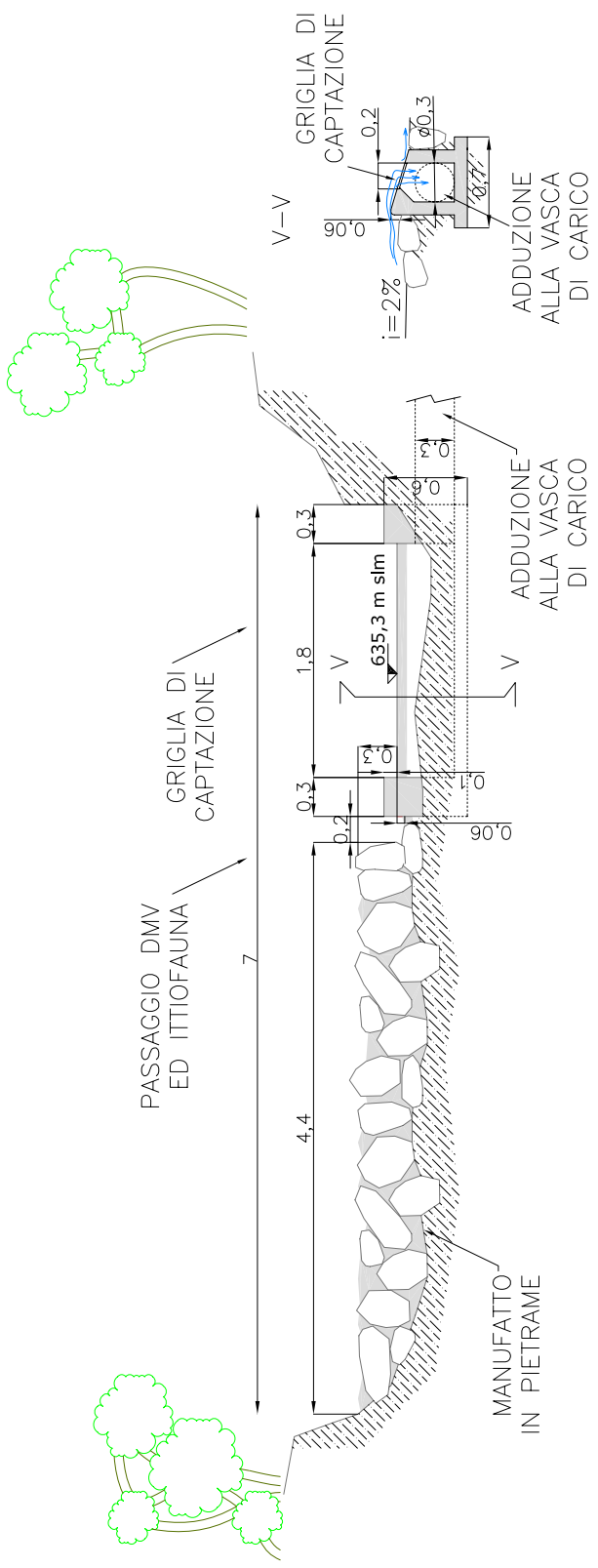
SCALA :  
1:500  
1:50  
TAVOLA 4



**VASCA DISSABBIATRICE E DI CARICO: SEZIONE VERTICALE**  
(scala 1:20)



**OPERA DI PRESA: SEZIONI (scala 1:20)**



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PISA  
FACOLTA' DI INGEGNERIA

Corso di laurea in ingegneria idraulica, dei trasporti e del territorio

PROGETTAZIONE DI MICRO IMPIANTI IDROELETTRICI

Relatore: Prof. Ing. Stefano Pagliara  
Studentessa : Tullia Martelli

MICRO IMPIANTO SUL CANALE DEI RUMORI: SEZIONI E PROFILO IDRAULICO

SCALA :  
1:500/1:100  
1:20

TAVOLA 5