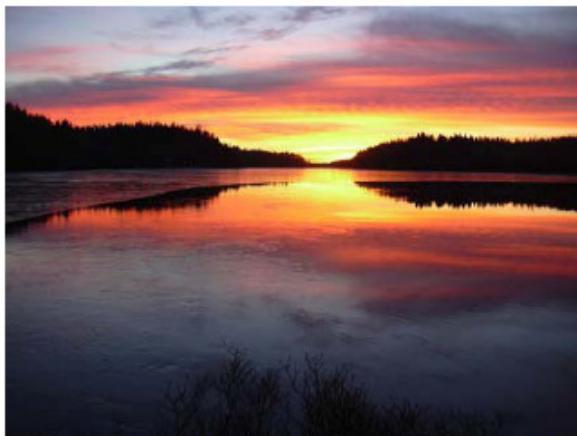




ESHA 2007

# Guida alla realizzazione di un piccolo impianto idroelettrico



Questa guida è una versione aggiornata, elaborata nell’ambito del Thematic Network on Small Hydropower (TNSHP), della “Layman’s Guidebook on How to Develop a Small Hydro Site” scritta da Celso Penche nel 1998.

La versione aggiornata è disponibile in inglese, francese, tedesco, svedese e ora anche in italiano e spagnolo, grazie al contributo di:

Intelligent Energy Europe



**European Small Hydropower Association – ESHA**

Rue d’Arlon 63-65, 1040 Brussels – Belgium

Tel. +32-2-5461945 – Fax +32-2-5461947

ESHA is founding member of EREC, the European Renewable Energy Council

## **RINGRAZIAMENTI**

Questa guida è una versione aggiornata e adattata della “Layman’s Guidebook on How to Develop a Small Hydro Site”, pubblicata da ESHA - European Small Hydropower Association – nel 1998 nell’ambito del programma ALTENER su contratto della Commissione Europea (Direzione Generale per i Trasporti e l’Energia).

Sebbene basata sull’originale, questa guida è stata interamente rivisitata e integrata, affinché rispecchiasse i significativi cambiamenti avvenuti nel settore negli ultimi anni, soprattutto per quanto riguarda gli aspetti ambientali e le procedure autorizzative. La versione aggiornata è disponibile in inglese, francese, tedesco, svedese e ora anche in italiano e spagnolo.

La versione aggiornata, prodotta inizialmente in inglese, è stata realizzata nel contesto del Progetto “Thematic Network on Small Hydropower” (TNSHP), finanziato all’interno del Quinto Programma Quadro su Ricerca e Sviluppo (FP5).

Allo scopo è stato costituito un “Comitato di Revisione”, che ha operato sotto il coordinamento e la direzione dell’ESHA, di cui facevano parte i seguenti partner del progetto: Francis Armand (ADEME), Anton Schleiss (EPFL-LCH), Erik Bollaert (EPFL-LCH), Pedro Manso (EPFL-LCH), Jochen Bard (ISET), Jamie O’Nians (IT Power), Vincent Denis (MHyLab), Bernhard Pelikan (ÖVFK), Jean-Pierre Corbet (SCPTH), Christer Söderberg (SERO), Jonas Rundqvist (SERO) e Luigi Papetti (Studio Frosio).

Uno speciale ringraziamento va a Celso Penche, autore della “Layman’s Guide” originale, per aver rivisto i contenuti di questa versione aggiornata, garantendone così coerenza e accuratezza.

La traduzione e la pubblicazione di questa versione in italiano sono state realizzate nell’ambito del progetto SHERPA, cofinanziato all’interno del Programma Energia Intelligente per l’Europa (EIE).

Anche se i traduttori – Sara Gollessi e Nino Frosio- hanno seguito fedelmente la versione inglese, in alcuni punti ci si è permessi di introdurre alcune piccole modifiche per adattarla meglio al contesto italiano.

**ESHA 2007**

*La responsabilità del contenuto della presente pubblicazione è degli autori. Essa non riflette necessariamente l’opinione delle Comunità Europee. La Commissione europea non si assume alcuna responsabilità in relazione all’uso che potrà essere fatto delle informazioni contenute in questa pubblicazione.*

## PREFAZIONE

Progettare e realizzare un piccolo impianto idroelettrico non è un compito facile. Ci sono molti aspetti, afferenti a diverse discipline, che devono essere tenuti in considerazione: dalle questioni economiche a quelle ingegneristiche, dalle problematiche di tipo legale alla gestione amministrativa. Tutti questi elementi rivestono un ruolo nelle diverse fasi di sviluppo di un progetto, dal momento della scelta del sito fino all'entrata in esercizio dell'impianto.

La “Layman’s Guide” prende in considerazione, passo dopo passo, tutti questi aspetti e si rivela perciò come un utile strumento per un potenziale sviluppatore di un piccolo impianto idroelettrico.

La guida è suddivisa in 9 capitoli nei quali sono contenuti i concetti base dell'idroelettrico, la definizione dei principali termini tecnici e le questioni tecnologiche con cui ci si deve confrontare.

**Capitolo 1** Introduce i concetti base, come la definizione di “piccolo idroelettrico”, le diverse tipologie di impianti, i diversi modi di sfruttare le risorse idriche disponibili, e fornisce una panoramica generale sui contenuti della guida.

**Capitoli da 2 a 9** – descrivono le fasi essenziali attraverso cui si procede alla valutazione di un progetto preliminare di impianto idroelettrico, prima di decidere se proseguire ed effettuare uno studio di fattibilità dettagliato.

I concetti base affrontati all'interno della guida sono:

- topografia e geomorfologia del sito
- valutazione delle risorse idriche disponibili e del potenziale energetico
- selezione del sito e schema base dell'impianto
- turbine idrauliche, generatori e sistemi di controllo
- valutazione di impatto ambientale e misure di mitigazione
- valutazione economica del progetto e possibilità di finanziamento
- quadro legislativo e procedure autorizzative per ottenere i permessi necessari

La lettura di questa guida fornirà al potenziale piccolo produttore idroelettrico le informazioni necessarie per comprendere le successive fasi e le differenti procedure da seguire per realizzare e mettere in esercizio un piccolo impianto idroelettrico.

Bernhard Pelikan  
Presidente ESHA

# INDICE GENERALE

<b>1. INTRODUZIONE .....</b>	<b>2</b>
1.1 Una risorsa che non richiede combustibile è virtualmente perpetua .....	2
1.2 Definizione di idroelettrico minore .....	3
1.3 Configurazione dei siti .....	3
1.3.1 Impianti ad acqua fluente .....	4
1.3.2 Impianti con la centrale al piede diga.....	6
1.3.3 Impianti inseriti in canali irrigui .....	7
1.3.4 Impianti inseriti in sistemi di approvvigionamento potabile .....	8
1.4 Progettazione di un piccolo impianto idroelettrico.....	8
<b>2. FONDAMENTI DI INGEGNERIA IDRAULICA.....</b>	<b>12</b>
2.1 Introduzione.....	12
2.2 Flusso dell'acqua nei tubi .....	12
2.2.1 Perdite di carico dovute all'attrito .....	15
2.2.2 Perdite di carico dovute alla turbolenza .....	22
2.2.3 Transitori di portata .....	27
2.3 Moto nei canali a pelo libero .....	29
2.3.1 Classificazione del moto nei canali a pelo libero .....	30
2.3.2 Moto uniforme nei canali a pelo libero .....	31
2.3.3 Sezione di massima efficienza nei canali a pelo libero .....	32
2.3.4 Principi energetici nello studio del moto a pelo libero.....	32
<b>3. VALUTAZIONE DELLE RISORSE IDRICHE E DEL LORO POTENZIALE</b> .....	<b>42</b>
3.1 Introduzione.....	42
3.2 Registrazione dei dati idrologici.....	43
3.3 Misure dirette della portata.....	44
3.3.1 Metodo Velocità-Area .....	44
3.3.2 Misura mediante stramazzo .....	51
3.3.3 Metodo pendenza-area.....	52
3.4 Caratteristiche idrologiche delle portate.....	53
3.4.1 Idrogramma .....	53
3.4.2 Curva delle durate (FDC) .....	53
3.4.3 Curva delle durate standardizzate.....	55
3.4.4 Curve delle durate per mesi particolari o per altri periodi.....	58
3.4.5 Pressione dell'acqua o salto.....	58
3.5 Deflusso Minimo Vitale (DMV) .....	60
3.6 Stima della potenza e dell'energia producibile dall'impianto .....	61
3.6.1 Come varia il salto con le portate e la sua influenza sulla potenza della turbina ....	62
3.6.2 Esercizio ore piene/ora vuote .....	64
3.7 Fornitura continua di energia.....	65
3.8 Piene .....	65
3.8.1 Piene di progetto.....	65
3.8.2 Analisi statistica dei dati di piena .....	66
3.8.3 Modellazione idrologica del bacino imbrifero .....	68

<b>4. METODOLOGIE DI VALUTAZIONE DEL SITO.....</b>	72
4.1 Introduzione .....	72
4.2 Cartografia.....	72
4.3 Indagini geotecniche .....	73
4.3.1 Metodologie da utilizzare.....	74
4.3.2 Metodologia: lo studio di un caso pratico .....	75
4.4 Imparare dagli errori.....	82
<b>5. OPERE IDRUALICHE.....</b>	91
5.1 Introduzione .....	91
5.2 Dighe .....	91
5.2.1 Dighe in materiale sciolto .....	93
5.2.2 Dighe di calcestruzzo .....	93
5.2.3 Altri tipi di dighe .....	95
5.2.4 Carichi e stabilità delle dighe di calcestruzzo .....	96
5.2.5 Sicurezza delle dighe.....	97
5.3 Traverse e sfioratori .....	98
5.3.1 Traverse fisse.....	99
5.3.2 Traverse mobili .....	101
5.3.3 Altri tipi di traverse .....	102
5.4 Dissipatori d'energia .....	107
5.5 Opere di presa.....	108
5.5.1 Premesse.....	108
5.5.2 Tipi di opere di presa.....	108
5.5.3 Perdite di carico .....	113
5.5.4 Griglie.....	114
5.5.5 Vorticosità .....	118
5.6 Dissabbiatori.....	120
5.6.1 Premesse.....	120
5.6.2 Efficienza di un dissabbiatore .....	120
5.6.3 Progettazione di un dissabbiatore.....	121
5.7 Paratoie e valvole .....	122
5.8 Canali a pelo libero .....	126
5.8.1 Progettazione e dimensionamento.....	126
5.8.2 Stabilità degli scavi .....	130
5.9 Condotte forzate .....	135
<b>6. EQUIPAGGIAMENTO ELETTROMECCANICO .....</b>	151
6.1 Edificio della centrale.....	153
6.2 Turbine idrauliche .....	155
6.2.1 Tipologie e configurazione.....	155
6.2.2 Numero di giri caratteristico .....	168
6.2.3 Progettazione preliminare .....	171
6.2.4 Criteri di scelta della turbina .....	174
6.2.5 Rendimento delle turbine .....	180
6.3 Moltiplicatori di velocità.....	183

6.3.1 Tipi di moltiplicatori.....	183
6.3.2 Progetto di un moltiplicatore .....	185
6.3.3 Manutenzione dei moltiplicatori.....	186
6.4 Generatori .....	186
6.4.1 Configurazione dei generatori .....	187
6.4.2 Eccitazione.....	188
6.4.3 Regolazione di tensione e di sincronismo .....	189
6.5 Regolazione della turbina .....	190
6.6 Quadri di controllo .....	193
6.7 Quadri di automazione.....	195
6.8 Servizi ausiliari .....	196
6.8.1 Trasformatore dei servizi ausiliari .....	196
6.8.2 Alimentazione in corrente continua per i sistemi di controllo.....	196
6.8.3 Misure di livello nella camera di carico e nel canale di restituzione.....	196
6.8.4 Sottostazione di trasformazione all'aperto .....	197
6.9 Esempi .....	198
<b>7. IMPATTO AMBIENTALE E SUA MITIGAZIONE .....</b>	<b>202</b>
7.1 Introduzione.....	202
7.2 Identificazione degli oneri e degli impatti .....	203
7.3 Impatti in fase di costruzione .....	205
7.3.1 Bacini.....	205
7.3.2 Opere di presa, canali a pelo libero, condotte forzate, etc.....	205
7.4 Impatti derivanti dal funzionamento dell'impianto .....	206
7.4.1 Impatti dovuti al rumore .....	206
7.4.2 Impatti sul paesaggio.....	207
7.4.3 Impatti biologici .....	214
7.5 Impatti delle linee elettriche .....	232
7.5.1 Impatto visivo .....	232
7.5.2 Impatto sulla salute.....	233
7.6 Conclusioni.....	233
<b>8. ANALISI ECONOMICA .....</b>	<b>236</b>
8.1 Introduzione.....	236
8.2 Considerazioni generali .....	236
8.3 Valore del denaro nel tempo.....	238
8.4 Metodi di valutazione economica.....	242
8.4.1 Metodi statici .....	242
8.4.2 Metodi dinamici.....	243
8.4.3 Esempi .....	245
8.5 Tariffe ed incentivi .....	253
<b>9. PROCEDURE AMMINISTRATIVE .....</b>	<b>256</b>
9.1 Introduzione.....	256
9.2 Tipologie di procedure autorizzative.....	256
9.2.1 Regolamentazione della produzione di energia e dell'uso delle acque .....	257
9.2.2 Autorizzazioni di carattere ambientale .....	258
9.2.3 Procedura ad evidenza pubblica .....	262

9.2.4 Permesso di costruire .....	263
9.2.5 Connessione alla rete.....	263
9.2.6 Altre procedure.....	263
9.3 Alcuni esempi concreti.....	264
9.3.1 Grecia .....	264
9.3.2 Francia .....	266
9.3.3 Irlanda.....	267
9.3.4 Austria .....	269
9.3.5 Portogallo .....	269
9.3.6 Polonia.....	271
9.3.7 Svizzera .....	271
<b>APPENDICE A .....</b>	<b>273</b>

## CAPITOLO 1. INTRODUZIONE

1. INTRODUZIONE .....	2
1.1 Una risorsa che non richiede combustibile è virtualmente perpetua .....	2
1.2 Definizione di idroelettrico minore .....	3
1.3 Configurazione dei siti .....	3
1.3.1 Impianti ad acqua fluente .....	4
1.3.2 Impianti con la centrale al piede diga.....	6
1.3.3 Impianti inseriti in canali irrigui .....	7
1.3.4 Impianti inseriti in sistemi di approvvigionamento potabile .....	8
1.4 Progettazione di un piccolo impianto idroelettrico.....	8

### ELENCO FIGURE

Figura 1.1: Impianto ad alto salto.....	4
Figura 1.2: Impianto a basso salto con condotta .....	5
Figura 1.3: impianto a basso salto integrato in uno sbarramento .....	5
Figura 1.4: impianto che sfrutta una diga esistente .....	6
Figura 1.5: Impianto a basso salto con presa a sifone .....	6
Figura 1.6: impianti inseriti su canali irrigui .....	7
Figura 1.7: impianti inseriti su canali irrigui con sfioratore allungato .....	7
Figura 1.8: impianti inseriti in sistemi di approvvigionamento potabile.....	8

## 1. INTRODUZIONE<sup>1</sup>

### 1.1 Una risorsa che non richiede combustibile è virtualmente perpetua

A seguito della “Terza Conferenza delle Parti” tenutasi a Kyoto nel Dicembre 1997 e promossa dall’ONU nel contesto della Convenzione Quadro sui Cambiamenti Climatici, l’Unione Europea ha riconosciuto la necessità di affrontare con urgenza la questione dei cambiamenti climatici e si è prefissa l’obiettivo di ridurre entro il 2010 le emissioni di gas serra dell’8% rispetto ai livelli del 1990, mentre per gli altri paesi industrializzati l’obiettivo resta il 5%.

Per facilitare gli Stati Membri nel raggiungimento di questo obiettivo, la Commissione ha identificato una serie di azioni rivolte in particolare alla riduzione dei consumi energetici e delle emissioni di anidride carbonica (CO<sub>2</sub>).

L’utilizzo delle fonti energetiche rinnovabili è un elemento fondamentale per la riduzione delle emissioni di CO<sub>2</sub> e pertanto il Parlamento Europeo e il Consiglio hanno approvato la Direttiva 2001/77/CE per la promozione dell’energia elettrica prodotta da fonti rinnovabili.

Fin dai primordi della produzione di energia elettrica, l’idroelettrico è stato, ed è tuttora, la più importante tra le fonti rinnovabili utilizzate. Secondo le stime del Libro Bianco sull’energia pubblicato dalla Commissione Europea, attualmente la produzione idroelettrica all’interno dell’UE – prendendo in considerazione sia il grande che il piccolo idroelettrico – rappresenta il 13% dell’energia elettrica totale prodotta, consentendo una riduzione delle emissioni di CO<sub>2</sub> di oltre 67 milioni di tonnellate all’anno.

Ma mentre i grandi impianti idroelettrici convenzionali richiedono la somersione di estese superfici, con le conseguenze ambientali e sociali che questo comporta, i piccoli impianti idroelettrici, se progettati in modo appropriato, sono facilmente integrabili negli ecosistemi locali.

Nel 2001 sono stati prodotti all’interno dell’UE circa 365 TWh di energia idroelettrica, con una potenza complessiva installata di circa 118 GW.

Il *piccolo idroelettrico* rappresenta l’8,4% della potenza installata (9,9 GW) e contribuisce con una produzione di 39 TWh (circa l’11% della produzione idroelettrica).

In presenza di un quadro istituzionale e regolatorio più favorevole, l’obiettivo della Commissione Europea di raggiungere al 2010 un potenza installata di 14000 MW sarebbe conseguibile e il cosiddetto “piccolo idroelettrico” rappresenterebbe la seconda fonte energetica rinnovabile dopo l’eolico.

La larga maggioranza dei piccoli impianti idroelettrici sono “ad acqua fluente”, cioè con scarse o nulle possibilità di accumulare l’acqua. La turbina produce energia elettrica solo quando c’è acqua disponibile nel fiume.

Quando il corso d’acqua è in magra e la portata scende al di sotto di un certo valore predeterminato, la produzione di energia cessa.

Questo significa, ovviamente, che i piccoli impianti isolati, che funzionano in modo indipendente dalla rete elettrica, possono non essere sempre in grado di generare energia, a meno che essi non siano stati dimensionati in modo da poter funzionare qualunque sia la

portata nel corso d'acqua. In alcuni casi questo problema può essere risolto utilizzando dei laghi o dei bacini di accumulo esistenti posti a monte dell'impianto.

La connessione alla rete elettrica presenta il vantaggio di facilitare la regolazione e il controllo della frequenza di generazione dell'energia elettrica, ma presenta lo svantaggio di poter essere disconnessi dalla rete per problemi che non dipendono dal gestore dell'impianto.

Per gli impianti connessi alla rete è possibile vendere tutta o parte dell'energia prodotta al distributore locale (Nota: che non è necessariamente il gestore della rete). In ogni caso il prezzo riconosciuto per questa energia è generalmente piuttosto basso, specialmente in Europa. In anni recenti, anche a seguito dell'approvazione della Direttiva 2001/77/CE, alcuni Stati Membri hanno fissato dei prezzi più elevati per la vendita di energia prodotta da fonti rinnovabili. Questo ha permesso anche agli impianti di piccola taglia di ottenere dei tassi di ritorno degli investimenti ragionevoli e si è assistito pertanto ad un aumento del numero di piccoli impianti idroelettrici realizzati.

## 1.2 Definizione di idroelettrico minore

Non c'è accordo tra gli Stati Membri dell'UE sulla definizione di piccolo idroelettrico. Alcuni paesi come Austria, Germania, Portogallo, Spagna, Irlanda e Belgio accettano 10 MW come limite superiore per la potenza installata. In Italia il limite è fissato a 3 MW (gli impianti con potenza installata superiore dovrebbero vendere l'energia a prezzi inferiori) e in Svezia a 1,5 MW. In Francia il limite è stato recentemente fissato a 12 MW, non propriamente come limite per il piccolo idroelettrico, ma come il valore massimo di potenza installata degli impianti alimentati a fonti rinnovabili per i quali la rete ha l'obbligo di ritirare l'energia prodotta. Nel Regno Unito 20 MW è il valore generalmente accettato come limite superiore per il piccolo idroelettrico.

Per gli scopi di questa pubblicazione, nel testo verranno considerati “piccoli” gli impianti con una potenza installata inferiore a 10 MW, che è il valore di riferimento adottato da vari Stati Membri, dall'ESHA, dalla Commissione Europea e dall'UNIPEDE (UNION INTERNATIONALE DES PRODUCTEURS ET DISTRIBUTEURS D'ENERGIE ELECTRIQUE).

## 1.3 Configurazione dei siti

Lo scopo di un impianto idroelettrico è di convertire l'energia potenziale di una massa d'acqua, che defluisce naturalmente con una certa differenza di quota (denominata “salto” o “caduta”), in energia elettrica nel punto più basso dell'impianto, dove è collocata la centrale.

A seconda del salto disponibile, gli impianti possono essere classificati come segue:

- alto salto: al di sopra di 100 m
- medio salto: 30-100 m
- basso salto: 2-30 m

Questi intervalli di valori non sono rigidi e servono solo allo scopo di classificare i siti idroelettrici.

Gli impianti possono essere classificati anche come:

- impianti ad acqua fluente
- impianti con la centrale al piede di una diga
- impianti inseriti in un canale o in una condotta per l'approvvigionamento idrico

### 1.3.1 Impianti ad acqua fluente

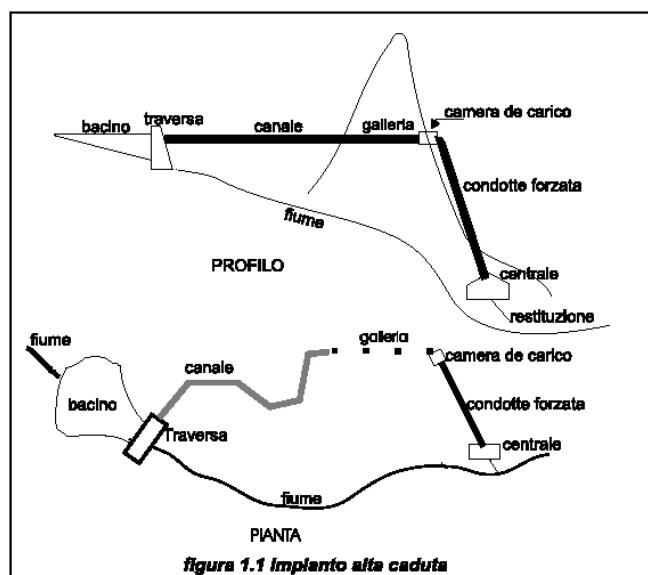
Negli impianti ad acqua fluente la turbina produce con modi e tempi totalmente dipendenti dalla disponibilità d'acqua nel corpo idrico.

Quando il corso d'acqua è in magra e la portata scende al di sotto di un certo livello predeterminato – la portata minima di funzionamento della turbina installata sull'impianto – la produzione di energia cessa.

Gli impianti a medio ed alto salto utilizzano sbarramenti per deviare l'acqua verso l'opera di presa, dalla quale l'acqua è poi convogliata alle turbine attraverso una tubazione in pressione (condotta forzata). Le condotte forzate sono opere costose e quindi uno schema di impianto come quello descritto è di solito antieconomico. Un'alternativa (Figura 1.1) è quella di addurre l'acqua per mezzo di un canale a bassa pendenza che corre accanto al fiume fino ad un bacino di carico e da qui, attraverso una breve condotta forzata, fino alle turbine.

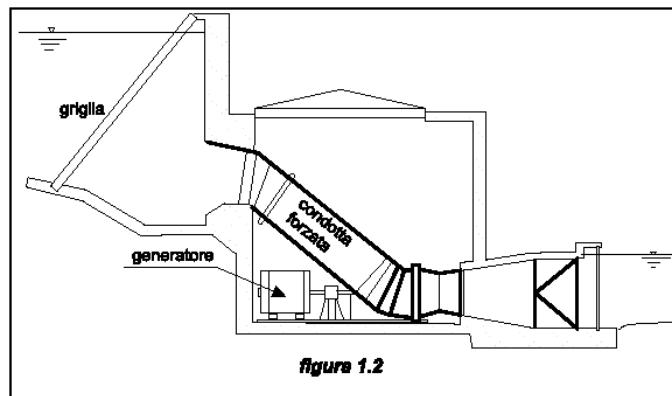
Se la topografia e la morfologia del terreno non consentono l'agevole realizzazione di un canale a pelo libero, una soluzione economicamente valida può essere quella di realizzare una tubazione in bassa pressione, che consente una maggiore libertà nella scelta delle pendenze.

allo scarico delle turbine, l'acqua viene reimessa nel fiume attraverso un canale di restituzione.



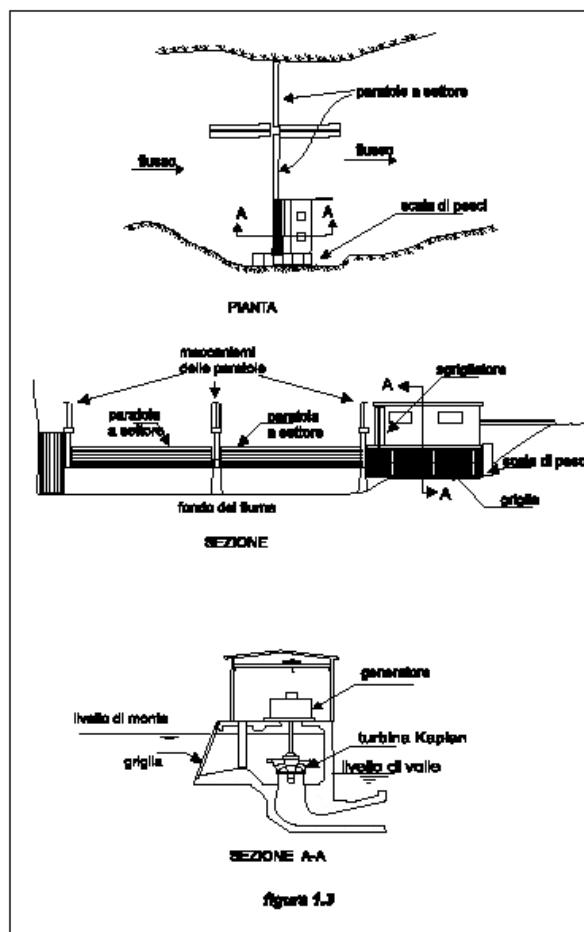
**Figura 1.1: Impianto ad alto salto**

Talvolta, tramite lo sbarramento, può essere creato un piccolo invaso sufficiente ad immagazzinare acqua per garantire il funzionamento dell'impianto nelle ore di punta, quando la domanda di elettricità è maggiore e conseguentemente anche il valore dell'energia aumenta.



**Figura 1.2: Impianto a basso salto con condotta**

Gli impianti a basso salto sono tipicamente realizzati presso l’alveo del fiume. Si possono scegliere 2 soluzioni tecniche. La prima consiste nel derivare l’acqua fino all’ingresso delle turbine mediante una breve condotta forzata (Figura 1.2), come negli impianti ad alto salto. La seconda è quella di creare il salto mediante un piccolo sbarramento, equipaggiato con paratoie a settore e nel quale sono inserite l’opera di presa, la centrale e la scala di risalita per pesci (Figura 1.3).

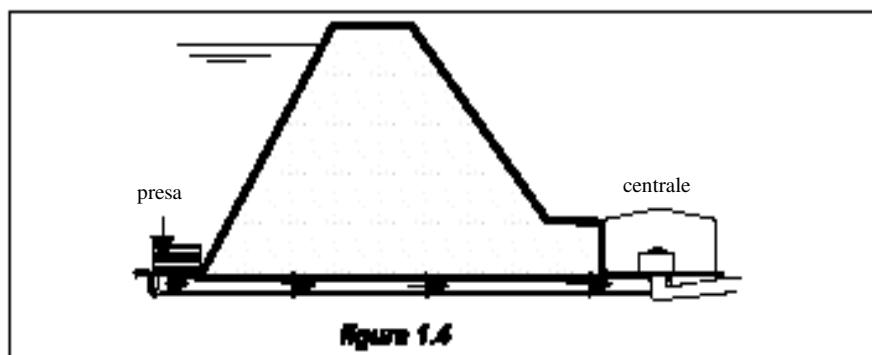


**Figura 1.3: impianto a basso salto integrato in uno sbarramento**

### 1.3.2 Impianti con la centrale al piede diga

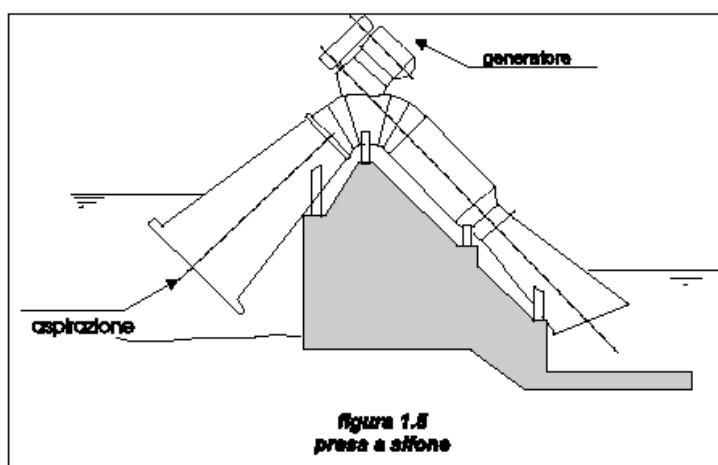
Un piccolo impianto idroelettrico non può permettersi il lusso di possedere un grande serbatoio per produrre energia quando è più conveniente; il costo di una diga relativamente grande e delle opere idrauliche connesse sarebbe troppo elevato per renderlo economicamente fattibile. Se viceversa esiste già un serbatoio costruito per altri scopi (controllo delle piene, irrigazione, approvvigionamento potabile, usi ricreativi) potrebbe essere possibile produrre energia elettrica utilizzando le portate compatibili con l'uso prevalente del serbatoio o con i rilasci a fini ecologici (deflusso minimo vitale).

Il problema principale è quello di realizzare una via d'acqua che colleghi idraulicamente monte e valle della diga e di trovare il modo di adattare le turbine a questa via d'acqua. Se la diga possiede già uno scarico di fondo, come nella figura 1.4, la soluzione è evidente.



**Figura 1.4: impianto che sfrutta una diga esistente**

Altrimenti, se la diga non è troppo alta, si può inserire una turbina a sifone (Figura 1.5). Queste turbine rappresentano una soluzione elegante per impianti con salto fino a 10 m e gruppi con non più di 1.000 kW di potenza, sebbene ci siano esempi di turbine in sifone con potenza installata fino a 11 MW (Svezia) e salti fino a 30,5 m (USA). La turbina può essere collocata sia sul coronamento della diga sia sulla sua parete di valle. Il gruppo può essere fornito già con le opportune modifiche per adattarlo alle opere esistenti e quindi installato senza significative modifiche alla struttura della diga.

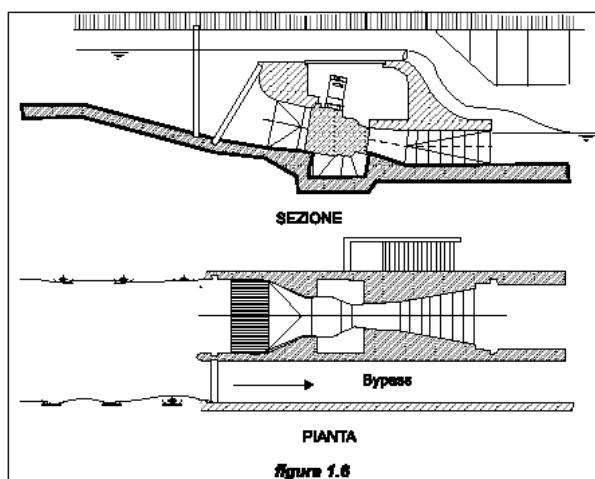


**Figura 1.5: Impianto a basso salto con presa a sifone**

### 1.3.3 Impianti inseriti in canali irrigui

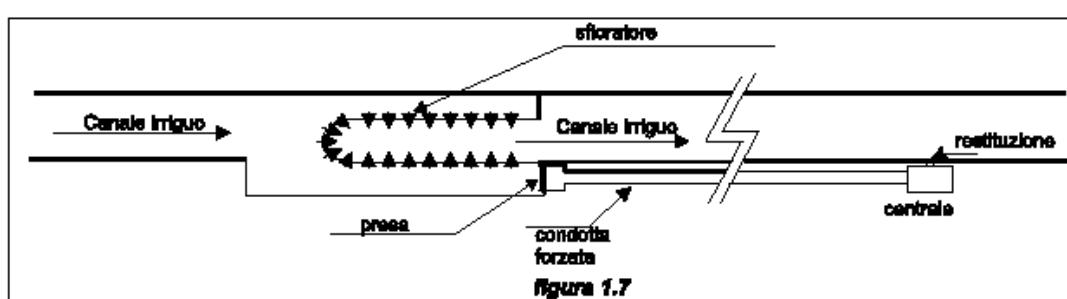
Due tipi di schemi di impianto possono essere utilizzati per sfruttare salti esistenti su canali irrigui.

- ◆ Il canale viene allargato per poter ospitare la camera di carico, la centrale, il canale di restituzione e il by-pass laterale. La figura 1.6 mostra uno schema di questo tipo, con una centrale sotterranea equipaggiata con una turbina Kaplan a rimando d'angolo (angolo di 90°). Per garantire la continuità della fornitura di acqua per l'irrigazione, anche in caso di fuori servizio del gruppo, lo schema dovrebbe includere un by-pass laterale, come mostrato in figura. Questo tipo di impianto deve essere progettato e realizzato contemporaneamente al canale, perché l'ampliamento del canale quando questo è già in esercizio è un'operazione costosa.



**Figura 1.6: impianti inseriti su canali irrigui**

- ◆ Se il canale è già esistente, una soluzione adatta è quella rappresentata in figura 1.7. Il canale dovrebbe essere leggermente allargato per poter ospitare la presa e lo sfioratore limitatore. Per ridurre al minimo la larghezza della presa, si potrebbe realizzare uno sfioratore allungato. Dalla presa, una condotta forzata che corre lungo il canale convoglia l'acqua in pressione alla turbina, attraversata la quale l'acqua viene reimmessa nel corpo idrico tramite un breve canale di restituzione.



**Figura 1.7: impianti inseriti su canali irrigui con sfioratore allungato**

Poiché solitamente nei canali irrigui non sono presenti specie ittiche migratrici, la scala per pesci non è necessaria.

### 1.3.4 Impianti inseriti in sistemi di approvvigionamento potabile

L'acqua potabile viene fornita ai grandi centri abitati trasportandola da un serbatoio posto a monte attraverso un sistema di tubazioni in pressione. Solitamente in questo genere di impianti la dissipazione dell'energia all'estremo inferiore della condotta, in prossimità dell'ingresso all'impianto di trattamento delle acque, viene ottenuta mediante l'uso di speciali valvole.

Un'alternativa interessante, purché venga evitato il *colpo d'ariete* che può danneggiare le condotte, è quella di inserire una turbina alla fine della tubazione, allo scopo di convertire in elettricità l'energia che verrebbe altrimenti dissipata. Le sovrapressioni dovute al colpo d'ariete sono particolarmente critiche se la turbina è inserita su una tubazione vecchia.

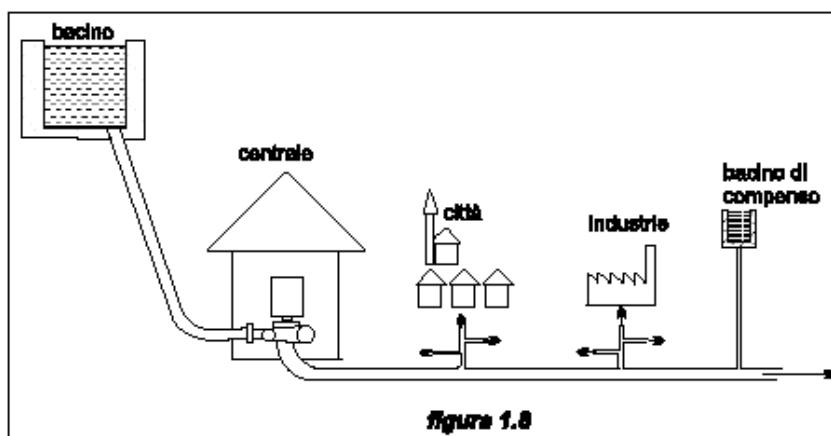
Per assicurare l'approvvigionamento idrico in qualsiasi situazione, deve essere comunque installato un sistema di valvole di by-pass.

In alcuni sistemi di approvvigionamento idrico la turbina scarica in un serbatoio a pelo libero. Un sistema di regolazione automatico mantiene il livello prefissato all'interno del serbatoio, senza necessità dell'intervento di personale. In caso di fuori servizio del gruppo o di distacco del carico, la turbina si chiude e la valvola di by-pass principale mantiene anche in questo caso automaticamente il livello prefissato nel serbatoio.

Qualora la valvola di by-pass principale fosse per qualche motivo fuori servizio e si verificasse una sovrapressione, una valvola di by-pass ausiliaria viene rapidamente aperta da un sistema di contrappesi, che la richiude automaticamente al termine dell'operazione.

Tutte le operazioni di apertura e di chiusura di queste valvole devono essere sufficientemente lente da mantenere le variazioni di pressione entro limiti accettabili.

Il sistema di regolazione è più complesso in quegli schemi di impianto nei quali lo scarico delle turbine è soggetto alla contropressione della rete, come mostrato in figura 1.8.



**Figura 1.8: impianti inseriti in sistemi di approvvigionamento potabile**

### **1.4 Progettazione di un piccolo impianto idroelettrico**

Il progetto definitivo di un impianto è il risultato di un complesso processo iterativo all'interno del quale vengono presi in considerazione gli impatti ambientali e le differenti soluzioni tecnologiche, che vengono poi anche confrontate da un punto di vista economico.

Sebbene non sia facile fornire una guida dettagliata di come valutare un impianto, è però possibile descrivere i passi fondamentali da compiere prima di decidere se sia opportuno o meno procedere con uno studio di fattibilità dettagliato.

Ecco una lista degli studi e delle indagini che si dovrebbero condurre:

- topografia e geomorfologia del sito
- valutazione della risorsa idrica e del suo potenziale energetico
- selezione del sito e schema base dell'impianto
- turbine idrauliche, generatori elettrici e loro regolazione
- studio di impatto ambientale e misure di mitigazione
- valutazione economica del progetto e possibilità di finanziamento
- contesto istituzionale e procedure amministrative per l'ottenimento delle autorizzazioni

Lo studio dell'acqua che defluisce negli alvei naturali o nei canali artificiali, convogliata da tubazioni in bassa o alta pressione, sfiorante sopra la soglia delle traverse e azionante le turbine coinvolge l'applicazione dei principi fondamentali della meccanica dei fluidi. Nel Capitolo 2 questi principi verranno passati in rassegna, insieme alle semplificazioni derivanti dall'esperienza accumulata in secoli di costruzioni idrauliche.

Per decidere se un impianto è fattibile è necessario incominciare dalla stima dell'entità delle risorse idriche disponibili sul posto. Il potenziale energetico dell'impianto è proporzionale al prodotto tra la portata e il salto. Il salto lordo può generalmente considerarsi costante (eccetto per i salti molto bassi), mentre la portata varia nel corso dell'anno.

La *curva delle durate* è quindi uno strumento molto utile per scegliere le apparecchiature idrauliche più appropriate, valutare il potenziale di un sito e calcolarne la produzione annua di energia. Una singola misura del valore istantaneo della portata in un corso d'acqua possiede infatti uno scarso significato dal punto di vista idraulico.

La misura del salto lordo richiede un semplice rilievo topografico. Il risultato ottenuto utilizzando livello e stadia è sufficientemente preciso, ma i recenti progressi conseguiti con l'introduzione di strumenti topografici elettronici rendono i rilievi anche più semplici e rapidi.

La costruzione della curva delle durate per una sezione sottoposta a misure non è un problema; viceversa, la deduzione di tale curva per una sezione non monitorata richiede una profonda conoscenza dell'idrologia. Nel Capitolo 3 vengono analizzati vari metodi per la misura della portata defluente in un corso d'acqua e vengono discussi i modelli idrologici per calcolare il regime delle portate in una sezione nella quale non esistono misure dirette.

Il Capitolo 4 presenta le tecniche attualmente utilizzate per la valutazione di un sito idroelettrico, come ortofotogrammetria, GIS, geomorfologia e geotettonica. Vengono analizzati anche alcuni esempi di fallimenti e vengono esposte delle riflessioni su come alcuni errori di valutazione potessero essere evitati.

Nel capitolo 5 vengono illustrati gli schemi di base degli impianti e vengono studiate in dettaglio le opere idrauliche: traverse, canali, sfioratori, opere di presa e condotte.

Il capitolo 6 si occupa delle apparecchiature elettromeccaniche usate per convertire l'energia potenziale posseduta dall'acqua in energia elettrica. Le turbine non vengono esaminate in dettaglio, ma l'attenzione viene focalizzata sulla loro configurazione all'interno degli impianti, soprattutto per quelli a basso salto, e sul processo di scelta della macchina mediante il criterio del *numero di giri caratteristico*. Poiché attualmente i piccoli impianti idroelettrici non sono di norma presidiati da personale, vengono illustrati anche i sistemi di controllo automatici basati sull'uso di PC.

Uno Studio di Impatto Ambientale viene generalmente richiesto per ottenere la concessione di derivazione dell'acqua e l'autorizzazione alla realizzazione dell'impianto. Sebbene numerosi studi recenti abbiano dimostrato che l'idroelettrico minore non comporta alcuna emissione né produce rifiuti tossici e non contribuisce ai cambiamenti climatici in atto, i progettisti devono mettere in atto tutte le misure necessarie per ridurre gli impatti sugli ecosistemi locali. Il Capitolo 7 analizza questi impatti e le possibili misure di mitigazione.

Il Capitolo 8 passa in rassegna le metodologie applicabili per la valutazione economica di un impianto. Varie metodologie d'analisi economica vengono descritte e illustrate per mezzo di tabelle riportanti i flussi di cassa generati dagli impianti.

Nel Capitolo 9 vengono esaminate le procedure amministrative che uno sviluppatore deve affrontare per ottenere i permessi necessari nei diversi Stati Membri.

Purtroppo la recente e diffusa “deregulation” dell'industria elettrica rende molto difficile istituire una procedura comune e uniforme nei diversi Stati Membri.

Alcuni anni fa (Dicembre 1994) l'ESHA aveva redatto, su contratto della Commissione, Direzione Generale Energia, un rapporto intitolato “Piccolo idroelettrico. Quadro generale per la legislazione e le procedure amministrative nell'Unione Europea”. Sebbene questo documento non sia più aggiornato, resta comunque ancora interessante da consultare per molti aspetti. Il rapporto può essere scaricato dal sito internet dell'ESHA ([www.esha.be](http://www.esha.be)).

Ulteriori valutazioni che un futuro produttore deve fare riguardano le tariffe di vendita per l'energia verde e le procedure amministrative per la connessione alla rete. Questi elementi sono fortemente influenzati dalle politiche energetiche e dal quadro istituzionale che caratterizzano in ogni Stato Membro. Una rassegna ne viene fornita nell'Appendice A al Capitolo 9.

---

<sup>1</sup> Autori: Celso Penche (ESHA), Francis Armand (ADEME), Vincent Dennis (MhyLab) and Christer Söderberg (SERO).

## CAPITOLO 2. FONDAMENTI DI INGEGNERIA IDRAULICA

2. FONDAMENTI DI INGEGNERIA IDRAULICA .....	12
2.1 Introduzione.....	12
2.2 Flusso dell'acqua nei tubi .....	12
2.2.1 Perdite di carico dovute all'attrito .....	15
2.2.2 Perdite di carico dovute alla turbolenza .....	22
2.2.2.1 Perdite attraverso le griglie.....	22
2.2.2.2 Perdite di carico per brusche contrazioni o espansioni.....	23
2.2.2.3 Perdite di carico nelle curve .....	25
2.2.2.4 Perdite di carico attraverso le valvole.....	26
2.2.3 Transitori di portata .....	27
2.3 Moto nei canali a pelo libero .....	29
2.3.1 Classificazione del moto nei canali a pelo libero .....	30
2.3.2 Moto uniforme nei canali a pelo libero .....	31
2.3.3 Sezione di massima efficienza nei canali a pelo libero .....	32
2.3.4 Principi energetici nello studio del moto a pelo libero.....	32

### ELENCO FIGURE

Figure 2.1: distribuzione della velocità nei flussi laminari e turbolenti .....	13
Figura 2.2: Gradiente idraulico e gradiente energetico .....	15
Figura 2.3: Andamento di $\mu$ in funzione del Numero di Reynolds .....	19
Figure 2.4: Perdite attraverso le griglie .....	22
Figure 2.5: valori di $K_c$ e di $K_{ex}$ in funzione di $d/D$ .....	24
Figure 2.6: Perdite di carico nel diffusore .....	25
Figure 2.7: Perdite di imbocco .....	25
Figure 2.8: Perdite di carico nelle curve .....	26
Figure 2.9: Perdite di carico attraverso le valvole.....	26
Figure 2.10: Distribuzione della velocità nei canali a pelo libero.....	30
Figure 2.11: Illustrazione di diversi tipi di moto .....	31
Figure 2.12: Distribuzione della pressione in canali con pendenza elevata .....	33
Figura 2.13: Energia specifica in funzione dell'altezza dell'acqua.....	35
Figura 2.14: Abaco di Moody: fattore d'attrito per il moto nei tubi .....	37
Figura 2.15: Onde di pressione nelle condotte .....	38

## 2. FONDAMENTI DI INGEGNERIA IDRAULICA<sup>1</sup>

### 2.1 Introduzione

L'ingegneria idraulica è basata sui principi della meccanica dei fluidi, sebbene siano applicate molte relazioni empiriche per affrontare e risolvere problemi pratici. Ad oggi non esiste, e probabilmente non esisterà mai, una metodologia generale di analisi matematica del movimento dei fluidi. Indubbiamente esistono soluzioni particolari a problemi specifici, basate sulla grande quantità di esperienza accumulata in molti anni di studi e sperimentazioni. Esperienza che risale a 2.500 anni fa, quando un imponente sistema irriguo, tuttora funzionante, fu realizzato vicino al Siechuan in Cina e gli ingegneri dell'Impero Romano costruirono i primi acquedotti.

Nell'idroelettrico l'ingegneria idraulica è applicata a:

- ottimizzare le prestazioni delle vie d'acqua per ridurre le perdite di energia
- progettare le traverse di derivazione e gli scaricatori per la prevenzione delle alluvioni
- progettare adeguate opere di dissipazione a valle degli sfioratori e degli scarichi
- controllare l'erosione e gestire il trasporto di limo

Controllare fenomeni come:

- instabilità dei corsi d'acqua dovuta a fenomeni transitori di moto non permanente
- ingresso di aria nelle condotte forzate
- onde nei canali lunghi
- colpi d'ariete nelle condotte forzate
- cavitazione in strutture e macchinari
- sedimentazione nei bacini, ostruzione delle prese e danni ai circuiti idraulici e ai macchinari causati dai sedimenti

Per poter realizzare con successo un piccolo impianto idroelettrico è necessaria una completa conoscenza dei principi dell'idraulica.

In questo capitolo vengono presentati i fondamenti dell'ingegneria idraulica abbinandoli alla spiegazione di alcuni dei fenomeni citati sopra.

### 2.2 Flusso dell'acqua nei tubi

Una massa d'acqua possiede un'energia potenziale in virtù della sua velocità e dell'altezza da cui cade (l'acqua fluisce proprio perché esiste una differenza di quota tra due livelli), che è chiamata "salto". Questa energia è la sua "energia potenziale gravitazionale", che è data dal prodotto della massa, dell'accelerazione dovuta all'effetto della gravità e del salto ( $m \cdot g \cdot h$ ) ed è generalmente espressa in Joule.

L'energia posseduta dall'acqua defluente sotto una certa pressione in un condotto chiuso di sezione circolare è data dall'equazione di Bernoulli:

$$H_1 = h_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} \quad (2.1)$$

dove:

$H_1$  è l'energia totale

$h_1$  è la quota geodetica

$P_1$  la pressione

$\gamma$  il peso specifico dell'acqua

$V_1$  la velocità dell'acqua

$g$  l'accelerazione di gravità.

L'energia totale nel punto 1 è quindi la somma algebrica dell'energia potenziale  $h_1$ , dell'energia di pressione  $P_1/\gamma$  e dell'energia cinetica  $V_1^2/2g$ , comunemente chiamata “altezza cinetica”.

In un canale a pelo libero si applica la stessa equazione, ma il termine  $P_1/\gamma$  è sostituito da  $d_1$  che rappresenta le profondità dell'acqua.

Se l'acqua viene fatta defluire molto lentamente in un tubo di vetro di piccolo diametro, lungo e dritto, all'inizio del quale viene introdotta una piccola corrente di acqua colorata, quest'ultima si presenta come un filo retto lungo tutto il tubo, indicando così che il moto è laminare. L'acqua cioè fluisce secondo lamine, simili a tanti tubi concentrici di piccolo spessore. Il più esterno di questi tubi virtuali aderisce alla parete del tubo reale, mentre ciascuno dei tubi interni si muove con velocità via via crescente fino a divenire massima al centro del tubo. La distribuzione della velocità ha la forma di un paraboloide di rivoluzione e la velocità media (Figura 2.1) è il 50% della velocità massima, che è raggiunta sull'asse.

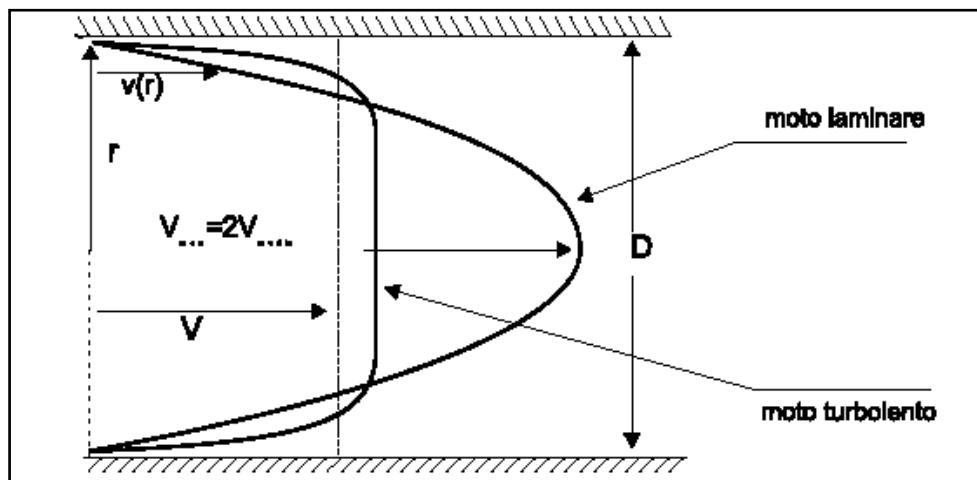


Figure 2.1: distribuzione della velocità nei flussi laminari e turbolenti

Se si provoca un aumento graduale della velocità della corrente, si giunge a un punto in cui il filetto colorato si rompe improvvisamente e si mescola con l'acqua circostante. Le particelle d'acqua vicine alla parete si mischiano con quelle nel centro del tubo, che si muovono più veloci, e le rallentano. In questo istante il moto diventa turbolento e la curva di distribuzione della velocità diviene più piatta. Osborne Reynolds, verso la fine del

secolo scorso, riprodusse con notevole accuratezza questa situazione in un esperimento e trovò che la transizione dal moto laminare a quello turbolento dipende non solo dalla velocità, ma anche dal diametro del tubo e dalla viscosità del fluido e può essere descritta mediante il rapporto tra la forza di inerzia e quella viscosa.

Questo rapporto, oggi noto come numero di Reynolds, può essere espresso per un tubo di sezione circolare dalla relazione:

$$N_R = \frac{D \cdot V}{v} \quad (2.2)$$

dove:

D (m) è il diametro del tubo

V (m/s) è la velocità media dell'acqua

v ( $m^2/s$ ) è la viscosità cinematica del fluido

Sperimentalmente è stato riscontrato che per il flusso in tubi circolari il numero di Reynolds critico è circa 2.000. In effetti la transizione non avviene sempre esattamente a  $N_R=2.000$ , ma varia a seconda delle condizioni sperimentali. Perciò esiste più di un punto di transizione e si definisce pertanto un intervallo di transizione.

### Esempio 2.1

**In un tubo circolare di diametro 60 mm fluisce acqua a 20°C. Calcolare la massima portata per la quale ci si può attendere che il moto permanga laminare.**

La viscosità cinematica dell'acqua a 20°C è  $v = 1 \cdot 10^{-6} m^2/s$

Adottando il valore conservativo  $N_R = 2.000$  si ha:

$$V_{max} = 2000 / (10^6 \cdot 0,06) = 0,033 \text{ m/s}$$

da cui:

$$Q_{max} = A \cdot V_{max} = \frac{\pi}{4} \cdot 0,06^2 \cdot 0,033 = 3,73 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} = 0,373 \text{ l/s}$$

L'acqua perde energia nel fluire attraverso un tubo essenzialmente per due motivi:

1. attrito contro la parete del tubo
2. dissipazione viscosa conseguente all'attrito interno della massa d'acqua in movimento

L'attrito contro la parete del tubo dipende dalla scabrezza del materiale e dal gradiente di velocità nei pressi della parete. Il gradiente di velocità, come si vede in figura 2.1, è maggiore nel moto laminare che nel moto turbolento. Perciò, al crescere del numero di Reynolds, cresceranno anche le perdite per attrito. Allo stesso tempo, a una maggiore turbolenza corrisponde una più intensa miscelazione tra le particelle fluide e quindi una maggiore dissipazione viscosa.

Pertanto le perdite d'energia dell'acqua defluente in un tubo aumentano con il numero di Reynolds e con la scabrezza della parete del tubo.

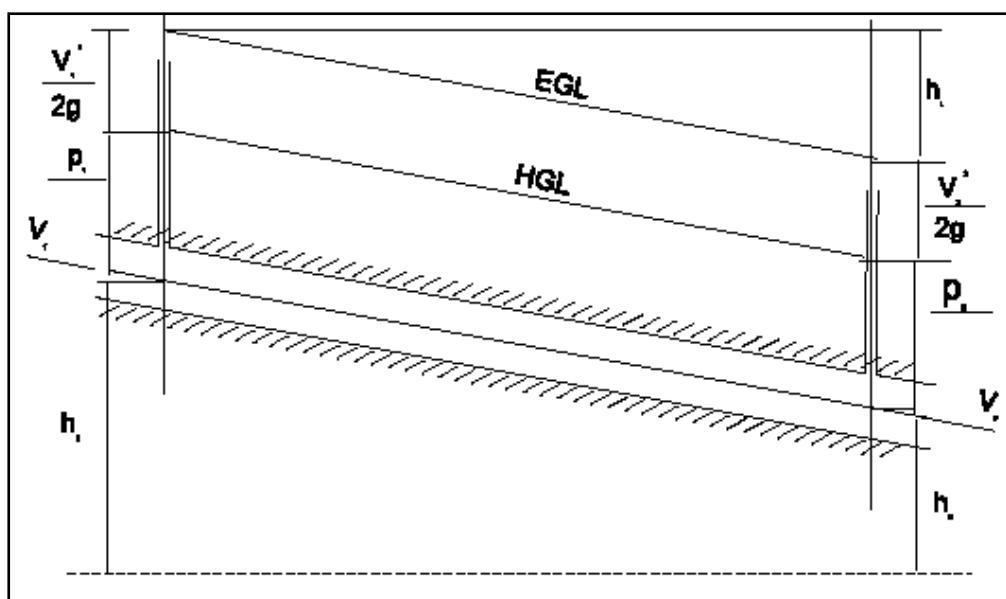
È possibile constatare che nel passare da una sezione a un'altra, l'acqua perde una certa quantità d'energia  $h_f$ :

$$\frac{V_1^2}{2_g} + \frac{P_1}{\gamma} + h_1 = \frac{V_2^2}{2_g} + \frac{P_2}{\gamma} + h_2 + h_f \quad (2.3)$$

a causa principalmente dell'attrito dell'acqua contro la parete del tubo e secondariamente per l'attrito interno della corrente. In figura 2.2 HGL è la linea piezometrica e EGL la linea dei carichi totali. Se la sezione del tubo è costante,  $V_1=V_2$  e le due linee sono parallele. Il problema è: come può essere stimata  $h_f$ .

### 2.2.1 Perdite di carico dovute all'attrito

Darcy e Weisback, mediante l'applicazione del principio di conservazione della massa a un volume di controllo (un certo volume di fluido all'interno di un tubo tra due sezioni perpendicolari al flusso), derivano la seguente relazione valida per un fluido incomprensibile in moto stazionario all'interno di un tubo:



**Figura 2.2: Gradiente idraulico e gradiente energetico**

$$h_f = f \cdot \left( \frac{L}{D} \right) \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (2.4)$$

dove  $f$ , fattore d'attrito, è un numero adimensionale,  $L$  la lunghezza del tubo (m),  $D$  il diametro del tubo (m),  $V$  la velocità media (m/s) e  $g$  l'accelerazione di gravità ( $9,81 \text{ m/s}^2$ ).

In condizioni di moto laminare  $f$  può essere calcolato direttamente dall'espressione:

$$f = \frac{64 \cdot \nu}{V \cdot D} = \frac{64}{N_R} \quad (2.5)$$

In base all'equazione (2.5) il fattore d'attrito  $f$  in moto laminare è indipendente dalla scabrezza della parete ed inversamente proporzionale al numero di Reynolds. Il fatto che, apparentemente,  $f$  decresca al crescere di  $N_R$  non significa che aumentando la velocità diminuiscono le perdite per attrito.

Sostituendo nella (2.4) il valore  $f$  ottenuto dalla (2.5) si ottiene:

$$h_f = \frac{64 \cdot v}{V \cdot D} \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} = \frac{32 \cdot v \cdot L \cdot V}{g \cdot D^2} \quad (2.6)$$

Si vede che in regime laminare le perdite di carico per unità di lunghezza sono proporzionali a  $V$  ed inversamente proporzionali a  $D^2$ .

Quando il moto è turbolento ( $N_R \gg 2000$ ), il fattore d'attrito viene a dipendere meno dal numero di Reynolds e più dalla scabrezza relativa  $e/D$ , dove “e” rappresenta l'altezza media della rugosità della superficie del tubo e  $D$  il diametro del tubo medesimo.

Alcuni valori dell'altezza della rugosità “e” sono forniti nella tabella 2.1.

**Tabella 2.1 Altezza della scabrezza “e” per diversi tubi commerciali**

Materiale	e (mm)
Polietilene	0,003
Fibra di vetro con rivestimento epossidico	0,003
Acciaio non saldato (nuovo)	0,025
Acciaio non saldato (leggera ruggine)	0,250
Acciaio non saldato (galvanizzato)	0,150
Acciaio saldato	0,600
Ghisa (rivestita con smalto)	0,120
Cemento amianto	0,025
Legno in doghe	0,600
Calcestruzzo (casseri d'acciaio e giunti lisciati)	0,188

È risaputo che, anche in condizioni di moto turbolento, esiste nelle immediate vicinanze della parete del tubo un sottile strato di fluido in moto laminare. Quando  $N_R$  aumenta, lo spessore dello strato laminare diminuisce. Quanto l'altezza della rugosità “e” è significativamente più bassa dello spessore dello strato laminare, il tubo è considerato idraulicamente liscio.

In un tubo idraulicamente liscio il fattore d'attrito  $f$  non è influenzato dalla scabrezza superficiale del tubo e per questa situazione Von Karman sviluppò la seguente relazione per il calcolo del fattore d'attrito  $f$ :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \cdot \log_{10} \left( \frac{N_R \sqrt{f}}{2,51} \right) \quad (2.7)$$

Ad alti numeri di Reynolds, lo spessore dello strato laminare diviene molto piccolo e il fattore d'attrito  $f$  è indipendente da  $N_R$  e funzione solo dell'altezza relativa della scabrezza. In questo caso il tubo è idraulicamente scabro e Von Karman trovò che il fattore d'attrito vale:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \cdot \log_{10} \left( 3,7 \frac{D}{e} \right) \quad (2.8)$$

All'interno di questi due casi estremi il tubo non si comporta né come completamente liscio né come completamente scabro. Colebrook e White formularono per questi casi l'equazione seguente:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \log_{10} \left( \frac{e/D}{3,7} + \frac{2,51}{N_R \sqrt{f}} \right) \quad (2.9)$$

che può essere espresso in termini di velocità media U come:

$$U = \frac{-2 \cdot \sqrt{2gD^{h_f}}}{L} \cdot \log \left( \frac{e/D}{3,7} + \frac{2,51v}{D \sqrt{2gD^{h_f}/L}} \right) \quad (2.9 b)$$

Le formule 2.7 e 2.9 sono difficili da risolvere manualmente, suggerendo a Moody l'elaborazione del suo ben noto abaco per il calcolo del fattore d'attrito nei tubi (vedere figura 2.14 in fondo al capitolo).

Esaminando l'abaco si osservano quattro zone:

1. una zona laminare (ombreggiata in figura) dove f è una funzione lineare di  $R_e$  (equazione 2.5);
2. una zona critica non perfettamente definita (ombreggiata);
3. una zona di transizione che inizia con i tubi lisci (equazione 2.7) e finisce in una zona tratteggiata dove f dipende sia da  $N_R$  che da  $e/D$  (equazione 2.9);
4. una zona completamente turbolenta dove f dipende solo da  $e/D$  (equazione 2.8).

### Esempio 2.2

**Calcolare, usando l'abaco di Moody, le perdite per attrito in un tubo d'acciaio saldato di diametro 900 mm e lungo 500 m convogliante una portata di 1,2 m<sup>3</sup>/s.**

La velocità media della corrente è  $Q/\pi D^2 = 1,886 \text{ m/s}$

Dalla tabella 2.1  $e = 0,6 \text{ mm}$  e perciò  $e/D = 0,6/900 = 0,000617$

$$R_e = D \cdot V/v = (0,9 \cdot 1,886)/1,31 \cdot 10^{-6} = 1,3 \cdot 10^6 \quad (v=1,31 \cdot 10^{-6})$$

Nell'abaco di Moody per  $e/D = 0,00062$  e  $N_R = 1,3 \cdot 10^6$  troviamo  $f = 0,019$

Dall'equazione (2.4):

$$h_f = 0,019 \cdot \frac{500}{0,9} \cdot \frac{1,886^2}{2 \cdot 9,81} = 1,91m$$

La formula 2.9 può essere usata per risolvere quasi tutti i problemi di moto in tubi circolari. Ad esempio, se si vuole conoscere qual è la massima velocità dell'acqua defluente in un tubo di diametro D e lunghezza L senza superare un valore delle perdite di carico pari a  $h_f$ , non si deve fare altro che usare una variabile indipendente  $\mu$  così definita:

$$\mu = \frac{1}{2} f N_R^2 \quad (2.10)$$

sostituendo  $N_R$  con il suo valore dato dalla (2.2) ed  $f$  dato in (2.4)  $\mu$  diviene:

$$\mu = \frac{g D^3 h_f}{L V^2} \quad (2.11)$$

dove tutti i parametri sono noti. Una volta calcolato il valore di  $\mu$ , si ricava  $f$  dalla (2.10) e lo si sostituisce nella (2.9) ottenendo:

$$N_R = -2\sqrt{2\mu} \log_{10} \left( \frac{e/D}{3,7} + \frac{2,51}{\sqrt{2\mu}} \right) \quad (2.12)$$

Con questa equazione è possibile tracciare l'andamento di  $N_R$  in funzione di  $\mu$  per diversi valori del parametro  $e/D$  come mostrato in figura 2.6, che altro non è che una variante all'abaco di Moody dove  $N_R$  può essere stimato direttamente.

### Esempio 2.3

**Stimare la portata d'acqua che a 10 °C provoca una perdita di carico distribuita di 2 m per km in un tubo d'acciaio saldato di 1,5 m di diametro.**

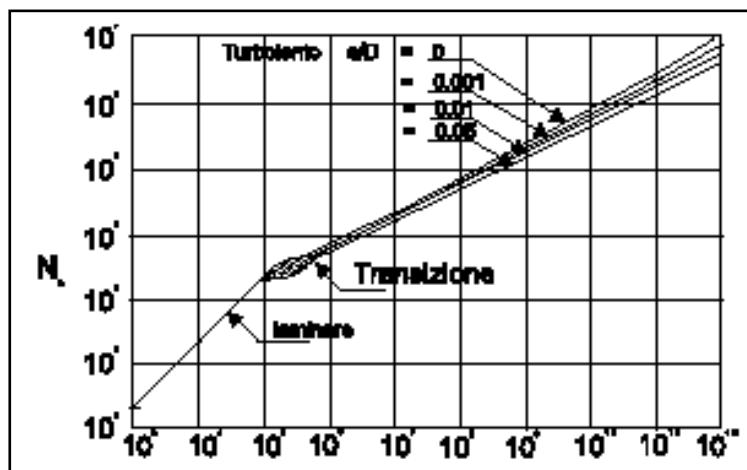
Dopo aver calcolato  $\mu$ , si sostituiscono i valori nelle (2.12) con  $e/D=0,6/1500=4 \cdot 10^{-4}$

$$\mu = \frac{9,81 \cdot 1,5^3 \cdot 2}{1000 \cdot (1,31 \cdot 10^{-6})^2} = 3,86 \cdot 10^{10}$$

$$N_R = -2\sqrt{2 \cdot 3,86 \cdot 10^{10}} \log_{10} \left( \frac{4 \cdot 10^{-4}}{3,7} + \frac{2,51}{\sqrt{2 \cdot 3,86 \cdot 10^{10}}} \right) = 2,19 \cdot 10^6$$

$$V = \frac{N_R \cdot V}{D} = \frac{2,19 \cdot 10^6 \cdot 1,31 \cdot 10^{-6}}{1,5} = 1,913 \text{ m/s}; Q = V \cdot A = 3,38 \text{ m}^3/\text{s}$$

Sempre basati sull'equazione di Colebrook e White esistono altri nomogrammi per il calcolo delle perdite di carico per attrito in un tubo, dati la portata, il diametro del tubo e il coefficiente di scabrezza. Un esempio è riportato nella pagina seguente per gentile concessione dell'Hydraulic Research, Wallingford U.K.



**Figura 2.3: Andamento di  $\mu$  in funzione del Numero di Reynolds**

### Formule empiriche

Nel corso degli anni sono state sviluppate molte formule empiriche basate sull’esperienza. In generale esse non sono fondate su chiari principi fisici e talvolta sono prive di coerenza dimensionale, ma sono basate sulla considerazione intuitiva che l’attrito in un tubo è:

1. indipendente dalla pressione dell’acqua;
2. linearmente dipendente dalla sua lunghezza;
3. inversamente proporzionale a una certa potenza del diametro;
4. proporzionale a una potenza della velocità;
5. in regime turbolento dipende dalla scabrezza della parete.

Una di queste formule, ampiamente utilizzata per valutazioni relative ai canali a pelo libero, ma applicabile anche per condotti chiusi, è quella sviluppata da Manning.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \frac{A^{5/3} S^{1/2}}{P^{2/3}} \quad (2.13)$$

dove:

n è il coefficiente di scabrezza di Manning ( $s/m^{1/3}$ ,  $K_{Strickler}=1/n$ );

P è il perimetro bagnato (m);

A è la sezione trasversale del tubo ( $m^2$ );

S è il gradiente idraulico, ossia rappresenta le perdite di carico per unità di lunghezza di condotto ( $h_f/L$ ).

Questa formula applicata a un tubo circolare completamente pieno d’acqua, diventa:

$$S = \frac{10,29 \cdot n^2 \cdot Q^2}{D^{5,333}} \quad (2.14)$$

Nella tabella 2.2 sono riportati i valori del coefficiente n di Manning per alcuni tubi commerciali.

**Tabella 2.2 Coefficienti n di Manning per alcuni tubi commerciali**

<b>Tipo di tubo</b>	<b>n</b>
Acciaio saldato	0,012
Polietilene (PE)	0,009
PVC	0,009
Cemento amianto	0,011
Ghisa sferoidale	0,015
Ghisa	0,014
Legno in doghe (nuovo)	0,012
Calcestruzzo (casseri d'acciaio e giunti lisciati)	0,014

Nell'esempio 2.4 e più specificatamente nell'esempio 2.5 possono essere confrontati i risultati ottenuti applicando l'equazione di Colebrook e White con quelli della formula di Manning.

#### Esempio 2.4

**Usando i parametri dell'esempio 2.2 calcolare le perdite di carico per attrito applicando la formula di Manning.**

Adottando  $n = 0,012$  per il tubo d'acciaio saldato si ha:

$$\frac{h_f}{L} = \frac{10,29 \cdot 0,012^2 \cdot 1,2^2}{0,9^{5,333}} = 0,00374$$

Per  $L=500$  m si ottiene  $h_f=1,87$  m, valore leggermente inferiore a quello stimato con l'abaco di Moody.

#### Esempio 2.5

**Calcolare, utilizzando l'equazione di Colebrook e la formula di Manning, le perdite di carico per attrito in un tubo d'acciaio saldato lungo 500 m per diametri rispettivamente 100, 800 e 1500 mm ove defluisca una portata con velocità media di 4 m/s.**

D (mm)	500	800	1200	1500
Q (m <sup>3</sup> /s)	0,785	2,011	4,524	7,069
V (m/s)	4	4	4	4
L (m)	500	500	500	500

#### Risultati con Colebrook-White

e (mm)	0,6	0,6	0,6	0,6
$h_f$ (m)	17,23	9,53	5,73	4,35

## Risultati con Manning

n	0,012	0,012	0,012	0,012
h <sub>f</sub> (m)	18,40	9,85	5,73	4,26

Si può osservare che le soluzioni ottenute con le formule di Manning non differiscono molto da quelle fornite dall'equazione di Colebrook tranne che per i diametri più piccoli, dove Manning sovrastima le perdite di carico rispetto a Colebrook.

Infatti entrambe le formule danno risultati che coincidono per e/D=9,17<sup>-3</sup> e differiscono di un 5% per valori di e/D compresi tra 9<sup>-4</sup> e 5<sup>-2</sup> nella zona di turbolenza (Dubois 1998). In questo intervallo di portate la relazione tra i coefficienti di Darcy/Weisenbach e di Manning's è:

$$S = \frac{f}{D} \frac{U^2}{2g}; \quad f = \frac{2g \cdot 4^{1/3} n^2}{D^{1/3}}$$

Nel Nord America per tubi di diametro superiore a 5 cm e velocità al di sotto di 3 m/s viene spesso utilizzata la forma di Hazen-Williams:

$$h_f = \frac{6,87 \cdot L}{D^{1,165}} \left( \frac{V}{C} \right)^{1,85}$$

dove V è la velocità della corrente (m/s), D il diametro (m), L la lunghezza del tubo (m) e C il coefficiente di Hazen-Williams che assume i valori riportati in tabella 2.3

**Tabella 2.3 Coefficienti di Hazen-Williams**

Tipo di tubo	C
Cemento amianto	140
Ghisa	
nuova	130
10 anni	107-113
20 anni	89-100
30 anni	75-90
Calcestruzzo	
gettato in opera-casseri d'acciaio	140
gettato in opera-casseri di legno	120
gettato mediante centrifugazione	130
Acciaio	
Rivestimento bituminoso	150
nuovo non rivestito	150
chiodato]	110
Legno in doghe (nuovo)	120
Tubi in plastica	135-140

## 2.2.2 Perdite di carico dovute alla turbolenza

L'esperienza dimostra che l'acqua defluente in un tubo con imbocchi, curve, brusche contrazioni ed espansioni, griglie, valvole ed altri accessori, è soggetta, oltre che a perdite per attrito, a perdite d'energia dovute alla viscosità intrinseca del fluido. Anche questo tipo di perdite dipende dalla velocità ed è espresso da un coefficiente sperimentale K che moltiplica l'altezza cinetica  $V^2/2g$ .

### 2.2.2.1 Perdite attraverso le griglie

All'imbocco di un tubo è sempre necessaria una griglia per evitare l'ingresso di detriti. Il flusso attraverso la griglia dà sempre origine a una perdita di carico. Sebbene in generale sia modesta, essa può essere calcolata con la formula di Kirschmer (vedi figura 2.4).

$$h_t = Kt \left( \frac{t}{b} \right)^{4/3} \left( \frac{V_0^2}{2g} \right) \sin\Phi \quad (2.16)$$

dove i parametri sono definiti in figura 2.4.

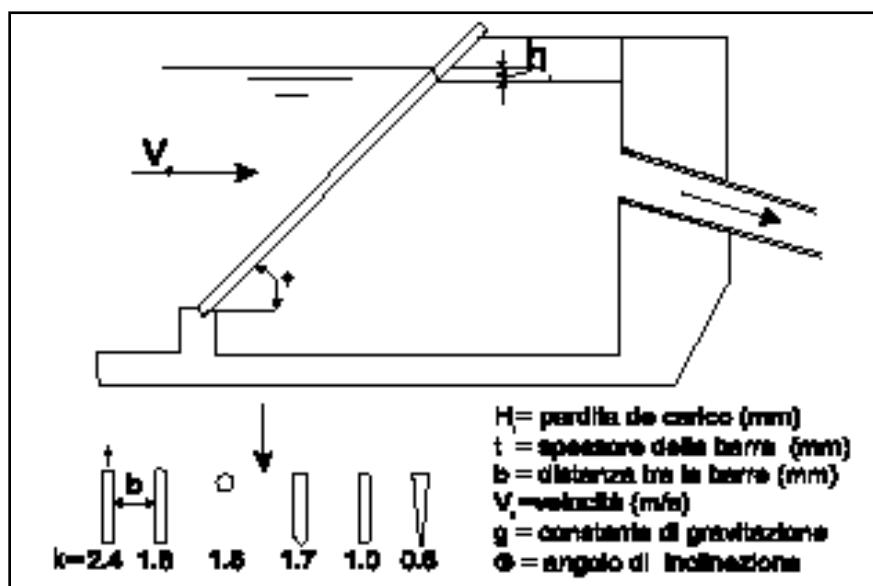


Figure 2.4: Perdite attraverso le griglie

Questa formula è valida solo se la lunghezza L delle barre è minore di 5 volte il loro diametro.

Se la griglia non è perpendicolare, ma forma un angolo  $\beta$  con la corrente ( $\beta$  avrà il valore massimo di  $90^\circ$  per una griglia posta lateralmente a un canale) vi sarà un ulteriore perdita di carico data da:

$$h_\beta = \frac{V_0^2}{2g} \sin\beta$$

**Table 2.4: Ulteriori perdite di carico in presenza di griglie non perpendicolari al flusso**

t/b	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2
$\beta$									
0°	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
10°	1.06	1.07	1.08	1.09	1.10	1.11	1.12	1.14	1.50
20°	1.14	1.16	1.18	1.21	1.24	1.26	1.31	1.43	2.25
30°	1.25	1.28	1.31	1.35	1.44	1.50	1.64	1.90	3.60
40°	1.43	1.48	1.55	1.64	1.75	1.88	2.10	2.56	5.70
50°	1.75	1.85	1.96	2.10	2.30	2.60	3.00	3.80	...
60°	2.25	2.41	2.62	2.90	3.26	3.74	4.40	6.05	...

### 2.2.2.2 Perdite di carico per brusche contrazioni o espansioni

Quando un tubo presenta una brusca contrazione, si determina una perdita di carico dovuta all'aumento della velocità dell'acqua ed alla turbolenza generata dalla variazione di geometria.

Le traiettorie della corrente sono così complesse che, almeno per ora, è impossibile fare un'analisi matematica del fenomeno.

La perdita di carico si stima moltiplicando l'altezza cinetica nel tubo più piccolo per un coefficiente  $K_c$  che varia con l'indice di contrazione d/D:

$$h_c = K_c \cdot \left( \frac{V_2^2}{2g} \right) \quad (2.17)$$

Per un rapporto d/D fino a 0,76,  $K_c$  segue con buona approssimazione la formula:

$$k_c = 0,42 \left( 1 - \frac{d^2}{D^2} \right) \quad (2.18)$$

Al di sopra di 0,76,  $K_c$  è sostituito da  $K_{ex}$ , il coefficiente utilizzato per la brusca espansione.

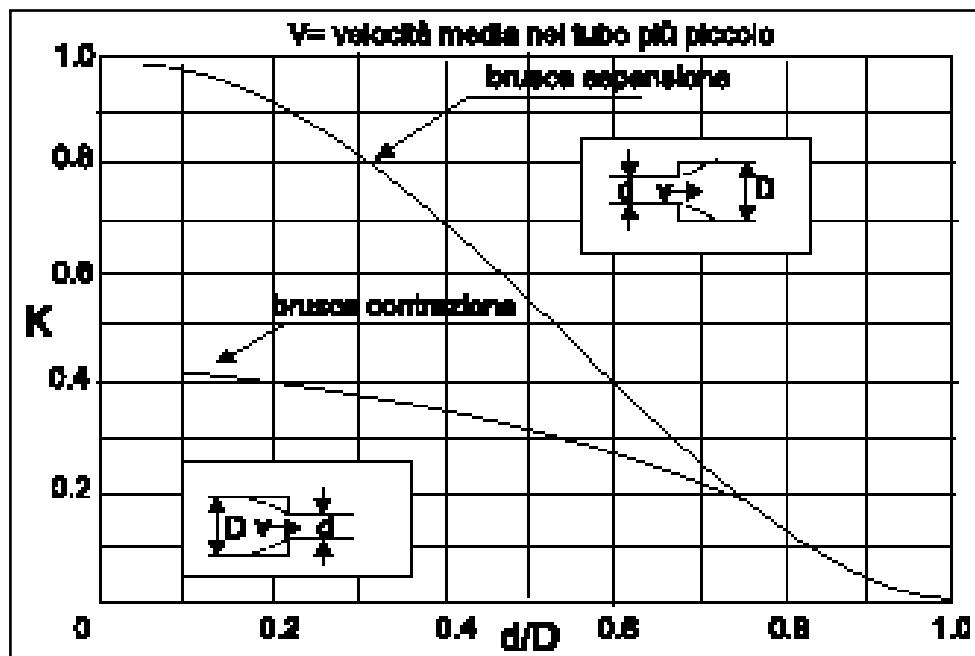
In essa la perdita di carico può essere derivata da considerazioni sulla variazione di quantità di moto ed è pari a:

$$h_{ex} = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} = \left( 1 - \frac{V_2}{V_1} \right)^2 \frac{V_1^2}{2g} = \left( 1 - \frac{A_1}{A_2} \right)^2 \frac{V_1^2}{2g} = \left( 1 - \frac{d^2}{D^2} \right) \frac{V_1^2}{2g} \quad (2.19)$$

dove  $V_1$  è la velocità nel tubo più piccolo.

La figura 2.5 è una rappresentazione grafica di  $K_c$  e  $K_{ex}$  in funzione di d/D.

La perdita di carico può essere ridotta utilizzando un tronco di tubo a diametro variabile, chiamato convergente per la contrazione o diffusore per l'espansione.



**Figure 2.5: valori di  $K_c$  e di  $K_{ex}$  in funzione di  $d/D$**

Nei convergenti le perdite di carico dipendono dall'angolo di convergenza, come appare dalla Tabella seguente, dove sono riportati i valori sperimentali di  $K'_c$ :

#### Valori di $K'_c$ per diversi angoli del convergente

Angolo	$K'_c$ :
$30^\circ$	0,02
$45^\circ$	0,04
$60^\circ$	0,07

Nei diffusori delle turbine a reazione, l'analisi del fenomeno è più complessa. La figura 2.6 mostra i valori di  $K_{ex}$  trovati sperimentalmente per diversi angoli di diffusore. La perdita di carico è data da:

$$h_{ex} = K_{ex} \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \quad (2.20)$$

Un tubo sommerso che scarica in un serbatoio è un caso estremo di brusca espansione, dove  $V_2$ , date le grandi dimensioni del serbatoio rispetto a quelle del tubo, può essere posta pari a zero e la perdita è pari a  $V_1^2 / 2g$ .

Viceversa, l'imbocco di un tubo è il caso estremo di brusca contrazione. La figura 2.7 mostra il valore del coefficiente  $K_e$  con il quale moltiplicare l'altezza cinetica  $V^2/2g$  nel tubo.

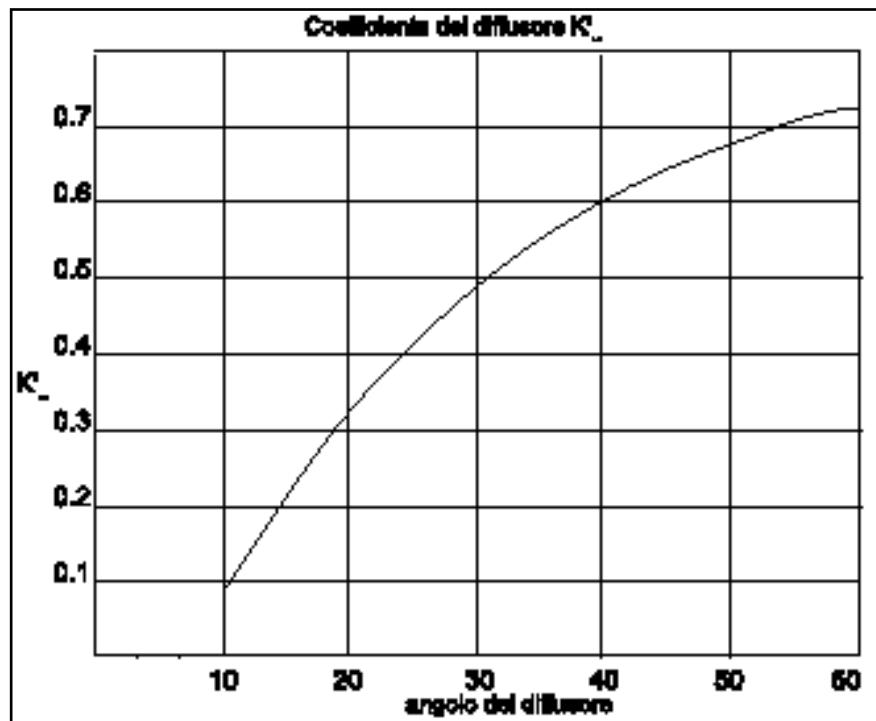


Figure 2.6: Perdite di carico nel diffusore

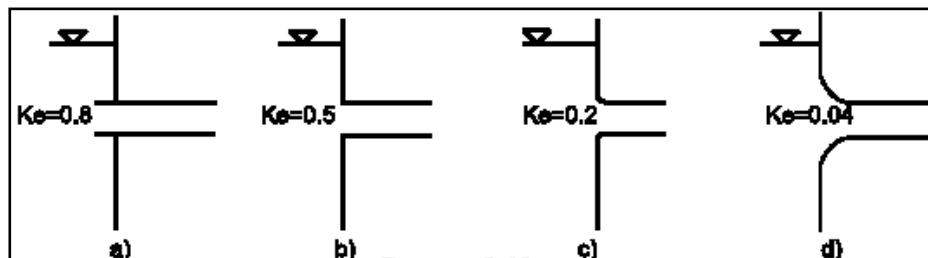


Figure 2.7: Perdite di imbocco

### 2.2.2.3 Perdite di carico nelle curve

L’esperienza ha messo in luce che quando un fluido che scorre in un tubo incontra una curva si verifica un aumento di pressione lungo la parete esterna del tubo e una diminuzione lungo quella interna. Questa differenza di pressione provoca una corrente secondaria del tipo di quella mostrata in figura 2.8. I due movimenti simultanei – il flusso longitudinale e la corrente secondaria – producono un moto a spirale, che in un tronco di tubo lungo circa cento diametri viene dissipato per attrito viscoso.

In queste circostanze le perdite di carico dipendono dal raggio della curva e dal diametro del tubo. Inoltre, la presenza di una circolazione secondaria induce delle perdite per attrito secondarie, anch’esse dipendenti dalla scabrezza relativa  $e/D$ . La figura 2.8, presa dal riferimento bibliografico n°3, fornisce il valore di  $K_b$  per diversi valori del rapporto  $R/d$  e per vari valori della scabrezza relativa  $e/D$ . Si riconosce poi generalmente che per tubi d’acciaio senza saldatura le perdite in curve con angoli inferiori a  $90^\circ$  è all’incirca proporzionale all’angolo della curva.

Il problema diviene assai complesso quando vi sono curve successive tanto ravvicinate da impedire che il flusso si stabilizzi alla fine della curva. Fortunatamente è difficile che in un piccolo impianto idroelettrico ciò si verifichi.

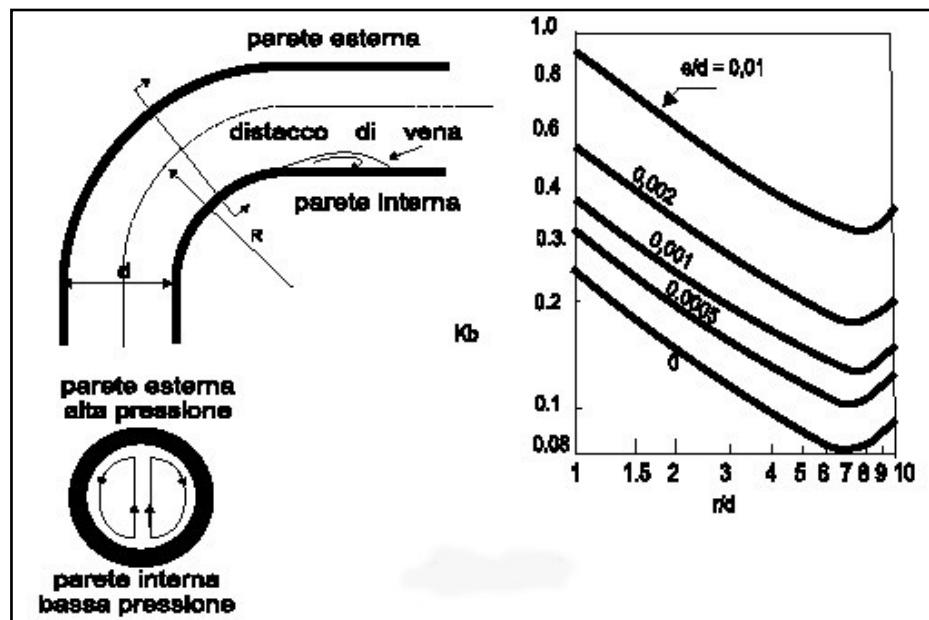


Figure 2.8: Perdite di carico nelle curve

#### 2.2.2.4 Perdite di carico attraverso le valvole

Le valvole o le paratoie sono utilizzate nei piccoli impianti idroelettrici per isolare un componente dal resto dell'impianto così, solitamente, esse sono o tutte aperte o tutte chiuse.

La regolazione delle perdite è affidata alle pale del distributore o alle spine delle turbine. Le perdite di carico indotte dal passaggio attraverso una valvola aperta dipendono dal tipo e dalla conformazione costruttiva delle valvole. La figura 2.9 mostra il valore  $K_v$  per differenti tipi di valvole.

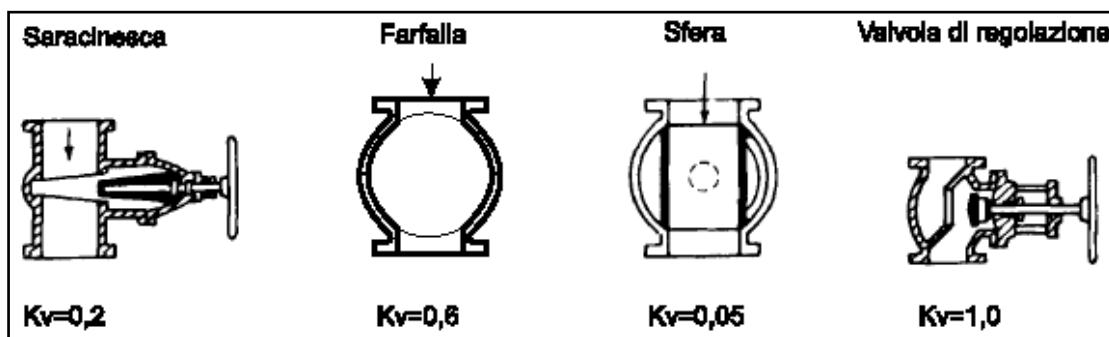


Figure 2.9: Perdite di carico attraverso le valvole

### 2.2.3 Transitori di portata

In regime stazionario, quando cioè si assume che la portata si mantenga costante nel tempo, la pressione d'esercizio in ogni punto della condotta è pari al carico d'acqua in quel punto. Se si verifica un repentino cambiamento di portata, per esempio quando il gestore dell'impianto o il sistema di regolazione aprono o chiudono le paratoie troppo rapidamente, l'improvviso cambiamento nella velocità dell'acqua può provocare pericolose sovrappressioni o depressioni.

Quest'onda di pressione viene chiamata *colpo d'ariete* ed il suo effetto può essere drammatico: la condotta può rompersi per la sovrappressione o collassare se la pressione scende al di sotto di quella atmosferica. Sebbene sia un fenomeno transitorio, la sovrappressione dovuta al colpo d'ariete può essere di molte volte più grande della pressione dovuta al solo carico idrostatico. In accordo con la seconda legge di Newton, la forza che si genera nella condotta dovuta al repentino cambio di velocità sarà:

$$F = m \frac{dV}{dt} \quad (2.21)$$

Se la velocità della colonna d'acqua potesse essere ridotta istantaneamente, la forza risultante diverrebbe infinita. Fortunatamente ciò non è possibile in pratica: una valvola meccanica richiede sempre un certo tempo per chiudersi, le pareti del tubo non sono perfettamente rigide e la colonna d'acqua sottoposta ad elevate pressioni non è incomprimibile.

La descrizione che segue, riportata per gentile concessione dall'autore, Allen R. Irvine, dall'Appendice F del suo "Micro-Hydropower Sourcebook" è una delle migliori spiegazioni del fenomeno fisico. La figura 2.15 (riprodotta alla fine del capitolo) illustra come un cambiamento di velocità, provocato dalla chiusura istantanea di un organo d'intercettazione al termine di una condotta, crei un treno d'onde che viaggia lungo il tubo.

Inizialmente l'acqua defluisce alla velocità  $V_0$  come mostrato in (a). Quando l'organo d'intercettazione si chiude, l'acqua ha la tendenza a proseguire a causa della sua quantità di moto. Poiché fisicamente non può farlo l'acqua si accumula dietro l'organo di chiusura; l'energia cinetica dell'elemento d'acqua più vicino all'organo si trasforma in energia di pressione che comprime leggermente l'acqua e fa aumentare la circonferenza del tubo in quel punto (b). Questa azione si ripete per gli elementi d'acqua più a monte (c) ed il fronte d'onda dell'aumento di pressione trasla lungo il tubo finché la velocità  $V_0$  dell'acqua si è annullata, l'acqua ha subito un innalzamento di pressione ed il tubo si è espanso per tutta la sua lunghezza (d). A questo punto l'energia cinetica dell'acqua si è completamente trasformata in energia di deformazione dell'acqua (sotto forma di maggior compressione) ed in energia di deformazione del tubo (sotto forma di maggiori sollecitazioni nella parete).

Poiché l'acqua nel serbatoio a monte rimane alla sua pressione statica consueta e invece l'acqua nel tubo è soggetta a una pressione maggiore della statica, il flusso torna indietro verso il serbatoio di nuovo con la velocità  $V_0$  (e). Come l'acqua sovracompressa inizia a tornare indietro, la pressione nel tubo ritorna al valore statico. Un'onda di depressione ripercorre il tubo verso l'organo di intercettazione (f) fino a che tutta l'energia di deformazione non si è convertita nuovamente in energia cinetica (g).

In ogni modo, diversamente dal caso (a), l'acqua defluisce ora nel verso opposto e a causa della sua quantità di moto l'acqua tende a mantenere questa velocità. Ciò facendo,

sottopone a trazione l'elemento d'acqua più vicino all'organo di intercettazione provocando una diminuzione di pressione e una contrazione della circonferenza del tubo. Ciò si verifica progressivamente anche per gli elementi adiacenti e l'onda negativa si propaga all'indietro fino al serbatoio (i) finché tutto il tubo è decompresso e l'acqua in depressione (j). L'onda negativa di pressione dovrebbe avere la stessa ampiezza dell'onda positiva iniziale, nel caso che si siano assunte trascurabili le perdite di carico per attrito. La velocità torna di nuovo ad essere nulla, ma la minor pressione nel tubo rispetto a quella nel serbatoio costringe l'acqua a rifluire nella condotta (k). L'inversione di pressione ritorna verso l'organo d'intercettazione (l) finché l'intero ciclo è completo e ne inizia un secondo (b). La velocità con cui il fronte di pressione si muove è una funzione della velocità del suono nell'acqua e delle caratteristiche elastiche del materiale costituente il tubo.

In realtà la condotta solitamente è inclinata, ma l'effetto globale è il medesimo con la variazione di pressione che si aggiunge o si sottrae alla pressione statica in ciascun punto. Inoltre l'effetto smorzatore dell'attrito lungo il tubo fa sì che l'energia cinetica si dissipi gradualmente e che le oscillazioni di pressione diminuiscano nel tempo.

Sebbene alcune valvole si chiudano quasi istantaneamente, la chiusura di solito richiede almeno alcuni secondi. Inoltre, se la valvola si chiude prima che l'aumento iniziale di pressione ritorni all'estremo della condotta dove si trova l'organo di intercettazione (g), il picco di pressione rimarrà invariato: tutta l'energia cinetica contenuta nell'acqua addossata alla valvola sarà eventualmente convertita in energia di deformazione e avrà come effetto lo stesso picco di pressione che si sarebbe avuto se la valvola fosse stata chiusa istantaneamente. Invece, se la valvola fosse stata chiusa solo parzialmente nel tempo impiegato dall'incremento iniziale di pressione a tornare alla valvola (g), non tutta l'energia cinetica sarebbe stata convertita in energia di deformazione ed il picco di pressione si sarebbe abbassato. Se poi la valvola continuasse a chiudersi, l'aumento di pressione che ne deriverebbe, sarebbe man mano ridotto dall'onda negativa di pressione (h) che si origina quando la valvola ha iniziato la chiusura. Di conseguenza, se la valvola si apre o si chiude in un tempo maggiore di quello richiesto dall'onda di pressione per salire al serbatoio e ridiscendere alla valvola, il picco risulta abbassato.

Questo tempo è chiamato tempo critico  $T_c$  ed è uguale:

$$T_c = 2L/c \quad (2.22)$$

dove  $c$  è la velocità dell'onda. Essa, detta anche velocità del suono nell'acqua, è all'incirca pari a 1420 m/s. La velocità del suono in un tubo, cioè la velocità con la quale l'onda di pressione si sposta, è funzione sia delle caratteristiche elastiche dell'acqua sia di quelle del tubo. Un'espressione per la velocità del suono è:

$$c = \sqrt{\frac{k / \rho}{1 + \frac{k \cdot D}{E \cdot t}}} \quad (2.23)$$

dove:

$k$  = modulo di compressione cubica dell'acqua:  $2 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$

$D$  = diametro interno del tubo (mm)

$E$  = modulo di elasticità del materiale costituente il tubo ( $\text{N/m}^2$ )

$t$  = spessore del tubo (mm)

$\rho$  = densità dell'acqua ( $10^3 \text{ kg/m}^3$ )

Se la valvola è già chiusa quando l'onda di pressione sta tornando indietro (tempo inferiore a quello critico  $T_c$ ) tutta l'energia cinetica dell'acqua verrà trasformata in sovrapressione ed il suo valore in metri di colonna d'acqua sarà:

$$P = \frac{c \cdot \Delta V}{g} \quad (2.24)$$

dove  $\Delta V$  è la variazione di velocità dell'acqua.

Nella pratica  $\Delta V$  può essere assunto uguale alla velocità iniziale del fluido  $V_0$ .

In ogni caso, se  $t$  è più grande di  $T_c$  allora l'onda di pressione raggiunge la valvola prima che la valvola sia completamente chiusa e la sovrapressione non si svilupperà del tutto perché l'onda negativa riflessa che arriva alla valvola compenserà l'incremento della pressione. In questo caso la sovrapressione massima può essere calcolata con la formula di Allievi:

$$\Delta P = P_0 \left( \frac{N}{2} \pm \sqrt{\frac{N^2}{4} + N} \right) \quad (2.25)$$

dove  $P_0$  è il salto lordo e

$$N = \left( \frac{\rho L \cdot V_0}{P_0 \cdot t} \right)^2$$

dove:

$\rho$  = densità dell'acqua ( $\text{kg/m}^3$ )

$V_0$  = velocità dell'acqua ( $\text{m/s}$ )

$L$  = lunghezza totale del tubo ( $\text{m}$ )

$P_0$  = pressione statica (Pascal)

$t$  = tempo di chiusura ( $\text{s}$ )

La pressione totale cui è sottoposta la condotta sarà

$$P = P_0 + \Delta P \quad (2.26)$$

Nel Capitolo 5 alcuni esempi relativi al progetto delle condotte forzate renderanno più chiari i principi fisici fin qui esposti.

Per un approccio più rigoroso sarebbe necessario prendere in conto non solo l'elasticità del fluido e del materiale costituente la condotta, ma anche le perdite di carico. Il formalismo matematico è piuttosto pesante e richiede l'uso di calcolatori elettronici.

Per i lettori particolarmente interessati, Chaudry, Fox e Parmakan, tra gli altri, forniscono i metodi di calcolo e alcuni esempi corretti.

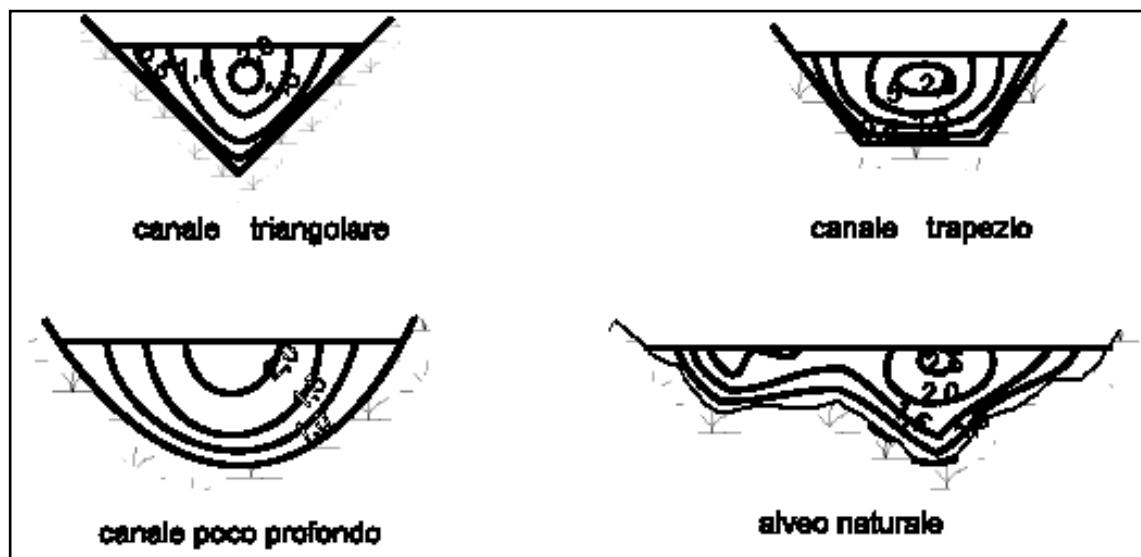
## 2.3 Moto nei canali a pelo libero

Diversamente da quanto avviene nelle tubazioni in pressione, dove l'acqua occupa l'intera sezione del tubo, in un canale esiste sempre una superficie libera. Normalmente essa è

soggetta alla pressione atmosferica solitamente posta pari allo zero della pressione relativa e considerata costante lungo l'intero sviluppo del canale. Da un lato questo fatto, eliminando il termine relativo alla pressione, facilita l'analisi del moto, ma dall'altro introduce un nuovo problema, perché a priori la forma della superficie libera è sconosciuta. La profondità dell'acqua cambia con le condizioni di moto e la sua stima in condizioni non stazionarie rappresenta un ulteriore problema.

Tutti i canali, anche quelli rettilinei, hanno una distribuzione della velocità tridimensionale. Un principio basilare della meccanica dei fluidi è che ogni particella in contatto con una parete fissa ha velocità nulla. La figura 2.10 mostra le linee isotachie in canali con diversa sezione trasversale.

L'approccio matematico è basato sulla teoria dello strato limite; l'approccio ingegneristico fa viceversa riferimento alla velocità media  $V$ .



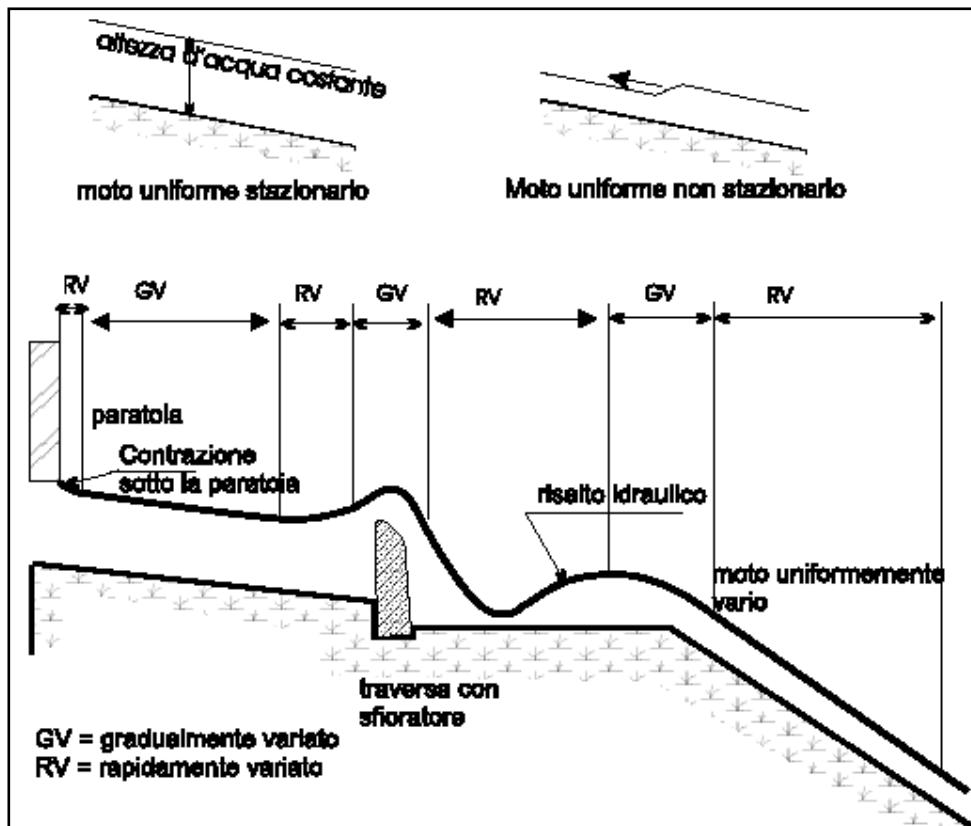
**Figura 2.10: Distribuzione della velocità nei canali a pelo libero**

### 2.3.1 Classificazione del moto nei canali a pelo libero

In base a un criterio temporale, il moto in un canale si considera stazionario quando la portata o l'altezza d'acqua in ogni sezione del tratto preso in considerazione non cambiano nel tempo e non stazionario quando una od entrambe le grandezze cambiano nel tempo.

In base a un criterio spaziale, il moto in un canale a pelo libero si dice uniforme se la portata e l'altezza d'acqua in ogni sezione non cambiano lungo il canale, non uniforme quando le grandezze variano lungo il canale. Il moto stazionario non uniforme è anche definito moto gradualmente vario. La figura 2.11 mostra diversi tipi di moto: stazionario uniforme, stazionario gradualmente vario e stazionario rapidamente variato.

Il moto non stazionario ha luogo se l'altezza d'acqua o la portata cambiano lungo il canale, per esempio in caso di propagazione verso monte di onde per piccole perturbazioni dovute alla chiusura o all'apertura di una valvola o in caso di aumento di portata in un canale affluente.



**Figure 2.11: Illustrazione di diversi tipi di moto**

Come per il moto nei tubi in pressione, il moto nei canali segue l'equazione di Bernoulli e quindi la formula (2.1) è valida. Le quantità di energia dissipata quando l'acqua passa dalla sezione 1 alla sezione 2 viene indicata con  $h_L$ .

### 2.3.2 Moto uniforme nei canali a pelo libero

Per definizione il moto è uniforme quando:

1. L'altezza d'acqua, l'area bagnata e la velocità sono costanti in ogni sezione del canale.
  2. La linea dell'energia, la superficie libera ed il fondo del canale sono paralleli tra loro.
- Basandosi su questi principi Chezy trovò che:

$$V = C\sqrt{Ri} \quad (2.27)$$

dove:

$C$  = fattore di resistenza di Chezy

$R$  = raggio idraulico della sezione del canale

$i$  = pendenza di fondo del canale

Molti esperimenti sono stati condotti per determinare il valore di “ $C$ ”.

Manning utilizzando propri risultati e quelli di altri derivò la seguente relazione empirica:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (2.28)$$

dove  $n$  è l'ormai ben noto coefficiente di scabrezza di Manning (vedere Capitolo 5). Sostituendo l'espressione di  $C$  data dalla 2.28 nella 2.27 si ottiene la formula di Manning per il moto uniforme.

$$V = \frac{1}{n} R^{1/3} i^{1/2} \quad (2.29)$$

o, in alternativa:

$$Q = \frac{1}{n} A \cdot R^{2/3} i^{1/2} \quad (2.30)$$

Il parametro  $A \cdot R^{2/3}$  viene definito come fattore di sezione e per varie sezioni trasversali è stato esplicitato nella tabella 2.4. La formula di Manning è del tutto empirica ed il coefficiente  $n$  non è adimensionale, così le formule fornite nel testo sono valide solo nelle unità del S.I. Inoltre le formule sono applicabili solo a canali con fondo regolare.

L'analisi di corsi d'acqua naturali è più complessa e le formule scritte sopra si possono applicare solo in prima approssimazione.

### 2.3.3 Sezione di massima efficienza nei canali a pelo libero

Dal paragrafo precedente si deduce che per un canale con una data sezione trasversale  $A$  e pendenza  $S$ , la portata aumenta all'aumentare del raggio idraulico. Questo significa che il raggio idraulico è un indicatore efficace. Dal momento che il raggio idraulico è dato dal rapporto tra la sezione  $A$  e il perimetro bagnato, la sezione più efficiente sarà quella col minor perimetro bagnato.

Tra tutte le sezioni trasversali, quella semicircolare è quella che, per una data area, possiede il minimo perimetro bagnato. Sfortunatamente, un canale semicircolare è costoso da costruire e difficile da esercire ed è quindi usato solo per piccole sezioni e realizzato in elementi prefabbricati. A parte la sezione semicircolare, la sezione trapezoidale più efficiente è quella costituita da un mezzo esagono. La sezione usata più spesso nei piccoli impianti idroelettrici è quella rettangolare, semplice da realizzare, impermeabilizzare ed esercire.

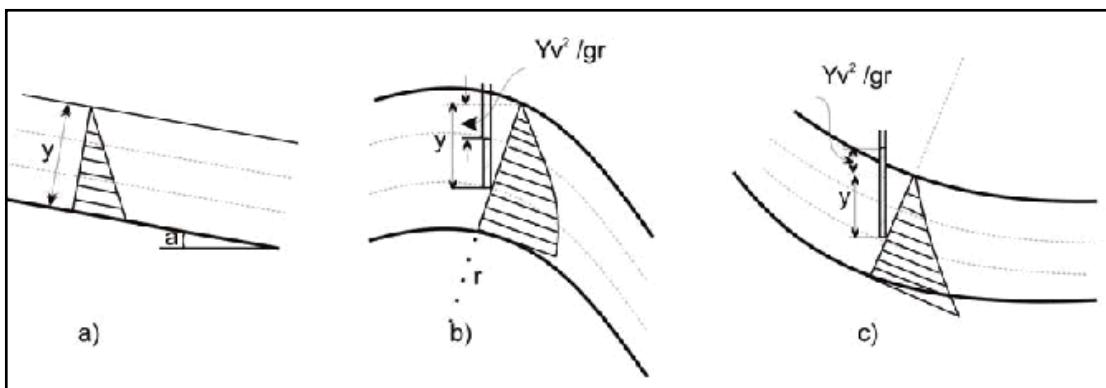
Nel capitolo 5 la scelta della sezione del canale è fatta in base a considerazioni costruttive ottimizzando l'efficienza idraulica, i volumi di scavo, i metodi di costruzione, etc.

### 2.3.4 Principi energetici nello studio del moto a pelo libero

Il moto uniforme nei canali a pelo libero è quasi sempre stazionario e moti uniformi non stazionari sono piuttosto rari. Se le linee di flusso sono parallele e prendiamo come piano di riferimento la superficie libera dell'acqua, la somma dell'energia di posizione  $h$  e dell'energia di pressione  $p/\gamma$  è costante e pari all'altezza d'acqua. In pratica la maggior parte dei moti uniformi e dei moti gradualmente vari sono pressoché paralleli al fondo.

In un canale con una pendenza non troppo elevata (figura 2.12 a) la pressione in ogni punto al di sotto della superficie libera è uguale alla distanza verticale tra il punto e quest'ultima (profondità dell'acqua). La distribuzione degli sforzi è quella triangolare tipica. Non di meno, se l'acqua è in moto con una traiettoria convessa, come su di uno sfioratore, la spinta centrifuga agisce in verso opposto alla gravità e la distribuzione degli sforzi ne risulta distorta assumendo l'andamento della figura 2.12 b: l'energia di pressione è data

dalla differenza tra la profondità dell'acqua e la sua accelerazione centrifuga  $m \cdot v^2/r$ , essendo  $r$  il raggio di curvatura della traiettoria convessa. Se la traiettoria, invece, è concava l'accelerazione genera una forza che si aggiunge alla gravità e la distribuzione degli sforzi diviene quella di figura 2.12 c.



**Figure 2.12: Distribuzione della pressione in canali con pendenza elevata**

In definitiva, l'altezza piezometrica in un moto rettilineo, convesso o concavo è rispettivamente:

$$\frac{P}{\gamma} = y \text{ (a)}; \quad \frac{P}{\gamma} = y - y \cdot \frac{V^2}{rg} \text{ (b)}; \quad \frac{P}{\gamma} = y + y \cdot \frac{V^2}{rg} \text{ (c)} \quad (2.31)$$

dove  $\gamma$  è il peso specifico dell'acqua,  $y$  la profondità misurata a partire dalla superficie libera dell'acqua,  $V$  la velocità dell'acqua nel punto considerato e  $r$  il raggio di curvatura della traiettoria.

L'energia specifica nella sezione di un canale ovvero il carico totale misurato rispetto al fondo è:

$$E = y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (2.32)$$

dove  $\alpha$  è un coefficiente che tiene conto della reale distribuzione della velocità nella particolare sezione del canale, in cui la velocità media è  $V$ . Il coefficiente può variare da un minimo di 1,05, per distribuzioni molto uniformi, fino a 1,20 per distribuzioni fortemente disomogenee. Non di meno, si può assumere preliminarmente  $\alpha=1$ , valore comunque ragionevole quando la pendenza è inferiore a 0,018 ( $\alpha < 1,01$ ).

L'equazione 2.32 diviene:

$$E = y + \frac{V^2}{2g} \quad (2.33)$$

Un canale con sezione bagnata A ove defluisce una portata  $Q$  avrà un'energia specifica:

$$E = y + \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (2.34)$$

L'equazione (2.34) mostra che, per una certa portata, l'energia specifica in una data sezione è funzione solo della profondità dell'acqua.

Se per una certa portata si traccia il grafico di  $y$  in funzione dell'energia specifica  $E$ , si ottiene una curva con due rami come rappresentato in figura 2.13. Il ramo più basso,  $AC$ , è asintotico all'asse orizzontale, mentre il ramo più alto,  $AB$ , alla linea  $e=y$ . Il vertice  $A$  nella curva dell'energia specifica rappresenta la profondità con la quale la portata  $Q$  può essere convogliata nella sezione in condizioni d'energia minima. Per ogni punto lungo l'asse  $E$ , più grande del valore corrispondente ad  $A$ , ci sono due possibili altezze d'acqua.

Con l'altezza minore la portata defluisce con velocità maggiore e quindi con energia specifica maggiore rispetto ad  $A$  e la corrente è detta veloce. Con l'altezza minore la portata defluisce con velocità minore che in  $A$ , ma sempre con energia specifica maggiore ad  $A$  e la corrente è detta lenta.

Allo stato critico, corrispondente al punto  $A$ :

$$\frac{dE}{dy} = -\frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dy} + 1 = 0 \quad (2.35)$$

Nello stato critico l'energia specifica rappresenta un minimo e pertanto il suo valore può essere calcolato ponendo la derivata prima dell'energia specifica rispetto a "y" uguale a zero.

$$\delta E / \delta Ay = Q^3 / 2gA^2 \cdot \delta A / \delta y + 1 = 0$$

Si riconosce (vedi figura 2.15) che  $dA/dy=T$ , dove  $T$  è la larghezza del pelo libero nella sezione del canale.

$$\text{Per definizione: } Y = \frac{A}{T} \quad (2.36)$$

Il parametro  $Y$  è noto come la profondità media nella sezione e svolge un ruolo fondamentale nello studio del deflusso dell'acqua nei canali.

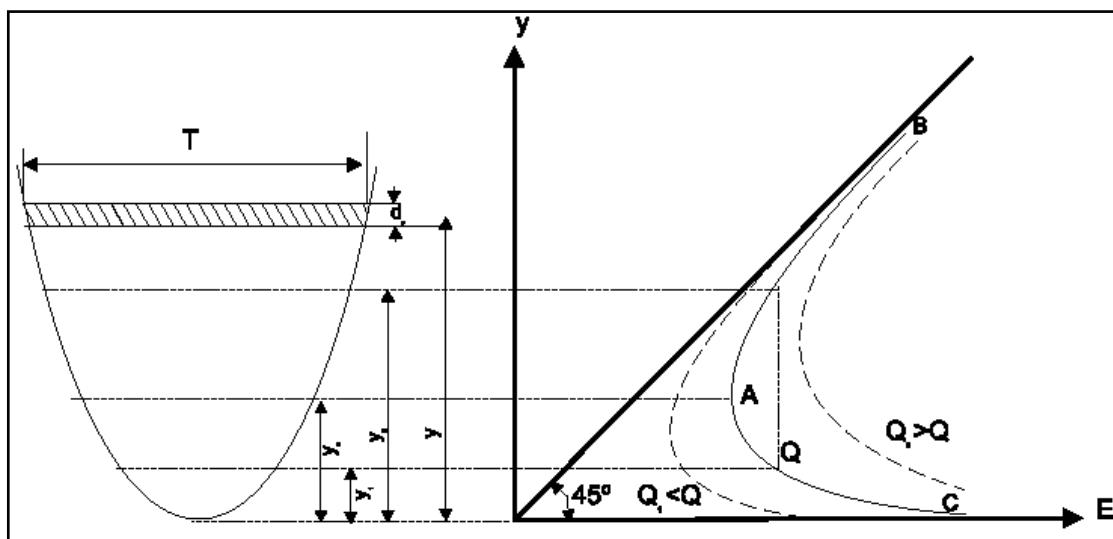
Sostituendo nella (2.35)  $dA/dy$  con  $T$  e  $A/T$  con  $Y$  si ottiene:

$$\frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dy} = \frac{Q^2}{gA^2} \frac{T}{A} = \frac{V^2}{g} \cdot \frac{1}{Y} = 1; \frac{V}{\sqrt{gY}} = 1 \quad (2.37)$$

La quantità  $\frac{V}{\sqrt{gY}}$  è adimensionale e noto come numero di Froude ( $N_F$ ).

Quando  $N_F=1$  come nell'equazione (2.37) la corrente è allo stato critico; la corrente è veloce se  $N_F>1$  e lenta se  $N_F<1$ . La figura 2.13 può essere analizzata da questo punto di vista. La linea  $AB$  rappresenta le correnti lente e la linea  $AC$  le correnti veloci.

Come illustrato dalla figura 2.13, una famiglia di curve simili si può tracciare in una certa sezione per differenti valori della portata  $Q$ . Al crescere della portata le curve si spostano verso destra e verso sinistra quando le portate diminuiscono.



**Figura 2.13: Energia specifica in funzione dell'altezza dell'acqua**

Il secondo termine dell'equazione (2.37) si può scrivere:

$$\frac{Q^2}{g} = YA^2 \quad (2.38)$$

In un canale rettangolare  $Y=y$  e  $A=b \cdot y$ ; l'equazione (2.38) si può riscrivere:

$$\frac{Q^2}{g} = y^3 b^2$$

Allo stato critico  $y=y_c$  dove  $y_c$  è l'altezza critica e

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (2.39)$$

dove  $q=Q/b$  è la portata per unità di larghezza del canale.

La Tabella 2.5 mostra le caratteristiche geometriche di diverse sezioni trasversali e la Tabella 2.6, ricavata da Straub (1982) riporta le formule empiriche per stimare  $y_c$  in canali non rettangolari.

### Esempio 2.6

**Calcolare l'altezza critica in un canale trapezoidale con  $b=6$  m e  $z=2$  ove scorre una portata di  $17 \text{ m}^3/\text{s}$ .**

Dalla tabella 2.5  $\psi=\alpha Q^2/g=29,46$  per  $\alpha=1$

La soluzione è valida purché  $0,1 < q/b^2 < 0,4$ ; poiché  $q/b^2=0,19$  la tabella è applicabile.

$$y_c = 0,81 \left( \frac{\Psi}{z^{0,75} b^{1,25}} \right)^{0,27} - \frac{b}{z} \Psi = 0,86 \text{ m}$$

La stima dell'altezza critica e quella di corrente veloce e lenta, consente di determinare il profilo del pelo libero, come nel caso in cui si verifichi un repentino aumento nella

pendenza di un canale che si connette a un altro o per il tracciamento dei profili degli sfioratori o per determinare l'andamento del pelo libero a tergo di una paratoia, etc. Non di meno in moltissimi casi il progettista deve utilizzare formule empiriche basate su esperienze passate.

Tabella 2.5: Caratteristiche geometriche di diverse sezioni trasversali

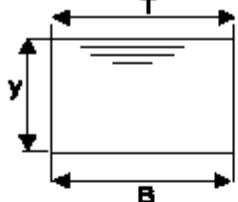
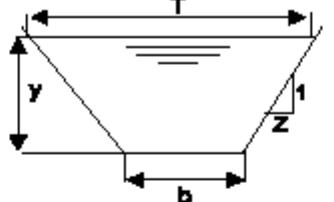
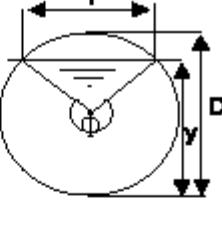
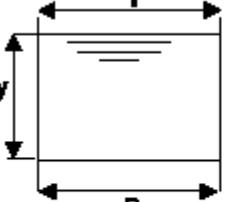
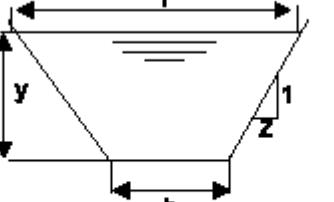
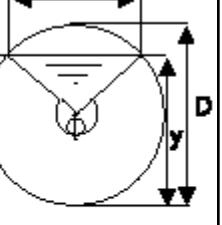
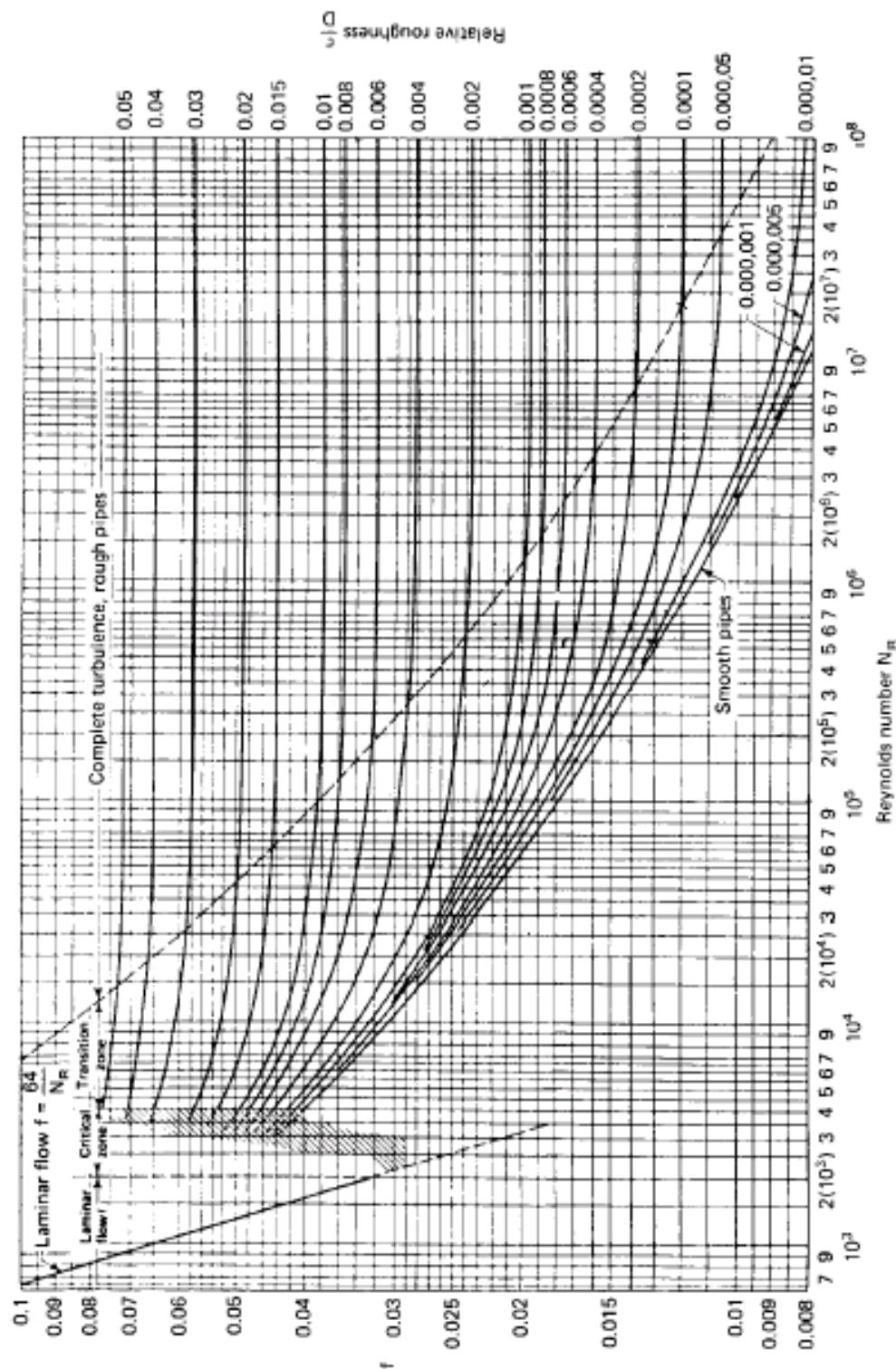
			
area A	$by$	$(b+zy)y$	$\frac{1}{8}(\Phi - \sin\Phi)D^2$
perimetro bagnato P	$b+2y$	$b + 2y\sqrt{1+z^2}$	$1/2\phi D$
larghezza del pelo libero T	$b$	$b+2zy$	$2\sqrt{y(D-y)}$
raggio idraulico R	$\frac{by}{b+2y}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$\frac{1}{4}\left(1-\frac{\sin\Phi}{\Phi}\right)D$
altezza media $D=A/T$	$y$	$\frac{(b+zy)y}{b+2zy}$	$\frac{1}{8}\left(\frac{\Phi - \sin\Phi}{\sin\frac{\Phi}{2}}\right)D$
fattore di sezione	$by^{1.5}$	$\frac{[(b+zy)y]^{1.5}}{\sqrt{b+2zy}}$	$\frac{\sqrt{2}(\theta - \sin\theta)^{1.5}}{32\sqrt{\sin\frac{\theta}{2}}\theta} D^{2.5}$

Tabella 2.6: Altezza critica nei più diffusi canali a pelo libero (Straub 1982)

			
	$\left(\frac{\Psi}{b^2}\right)^{1/3}$	$0,81\left(\frac{\Psi}{z^{0,75}b^{1,25}}\right)^{0,27} - \frac{b}{30z}$	$\left(\frac{1,01}{d^{0,25}}\right)\Psi^{0,25}$



**Figura 2.14: Abaco di Moody: fattore d'attrito per il moto nei tubi**  
(Trans. ASME, vol.66, 1944)

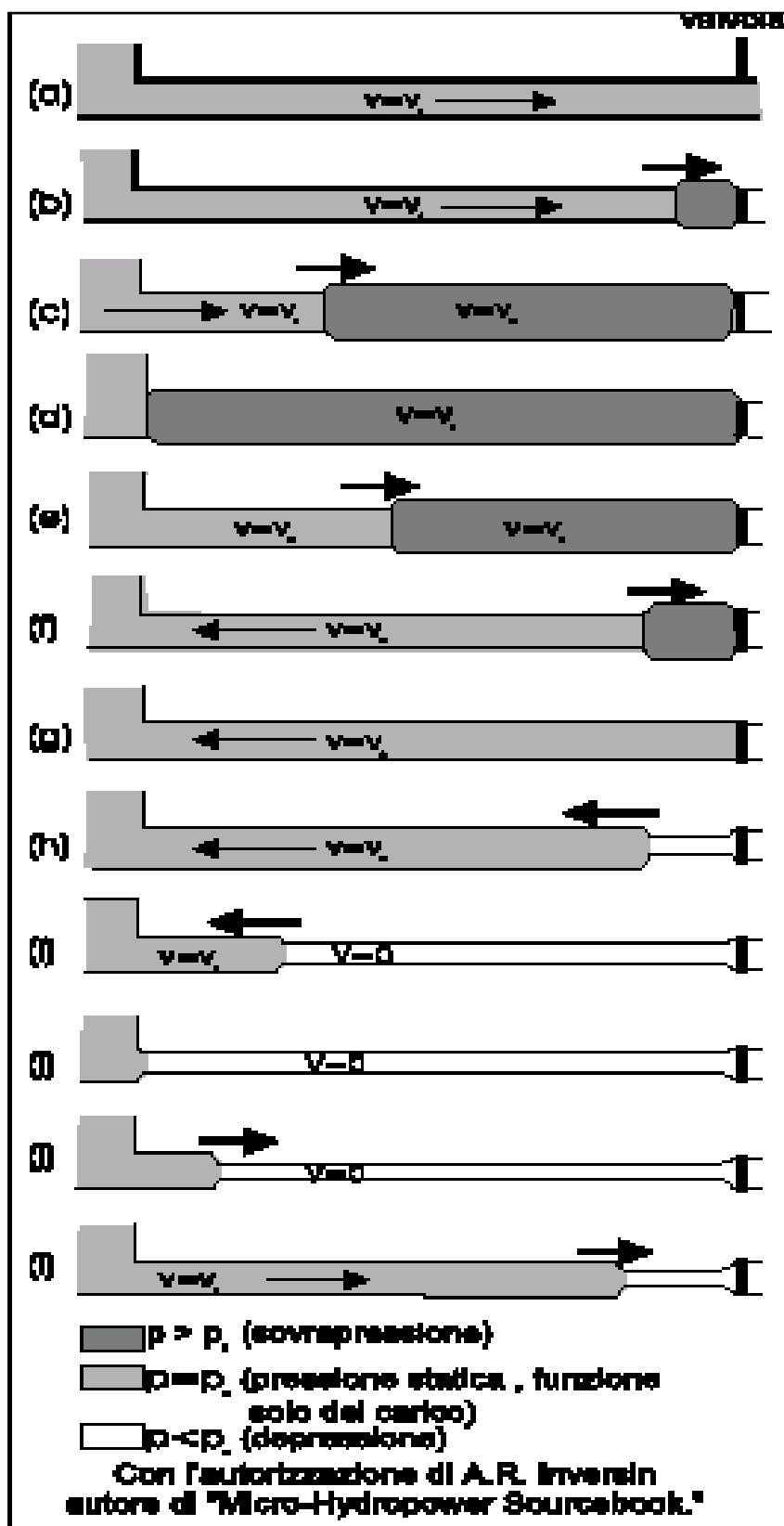


Figura 2.15: Onde di pressione nelle condotte

**Bibliografia:**

1. N.H.C.Hwang and Carlos Hita, "Fundamentals of Hydraulic Engineering Systems", Prentice Hall Inc. Englewood Cliffs, New Jersey 1987
2. F.H. White, "Fluid Mechanics", MacGraw-Hill Inc. USA
3. A. Piqueras, "Evacuación de Broza" (in Castilian), ESHA Info n° 9 summer 1993
4. L. Allievi, The theory of waterhammer, Transactions ASME 1929
5. H. Chaudry. Applied Hydraulic Transients, Van Nostrand Reinhold Co. 1979
6. V.L. Streeter and E.B. Wylie, Hydraulic Transients, McGraw-Hill Book Co., New York 1967
7. J. Parmakian. Waterhammer analysis. Dower Publications, New York 1963
8. R.H. French, "Hidráulica de canales abiertos" (in Castilian), McGraw-Hill/Interamericana de Mexico, 1988
9. V.T. Chow, Open Channel Hydraulics, McGraw-Hill Book Co., New York 1959
10. V.L. Streeter and E.B. Wylie, Fluid Mechanics, McGraw-Hill Book Co., New York 1975
11. A.C Quintela, « Hidráulica » (in Portuguese), Ed. Calouste Gulbenkian Foundation, 1981
12. J. Dubois, "Comportement hydraulique et modélisation des écoulements de surface" (in French), Communication LCH n° 8, EPFL, Lausanne 1998.
13. E. Mosonyi, "Water power development", Tome I and II, Akadémiai Kiadó Budapest, 1987/1991

Altra bibliografia sui temi trattati nel capitolo :

- H.W.King and E.F. Brater, Handbook of Hydraulics, McGraw-Hill Book Co., New York 1963
- R. Sylvester, Specific Energy and Force Equations in Open-Channel Flow, Water Power March 1961

---

<sup>1</sup> Autori: Jonas. Rundqvist (SERO), Pedro Manso (EPFL) e Celso Penche (ESHA)



## CAPITOLO 3: VALUTAZIONE DELLE RISORSE IDRICH E DEL LORO POTENZIALE

3.	VALUTAZIONE DELLE RISORSE IDRICH E DEL LORO POTENZIALE .....	42
3.1	Introduzione.....	42
3.2	Registrazione dei dati idrologici.....	43
3.3	Misure dirette della portata.....	44
3.3.1	Metodo Velocità-Area .....	44
3.3.2	Misura mediante stramazzo .....	51
3.3.3	Metodo pendenza-area.....	52
3.4	Caratteristiche idrologiche delle portate.....	53
3.4.1	Idrogramma .....	53
3.4.2	Curva delle durate (FDC) .....	53
3.4.3	Curva delle durate standardizzate.....	55
3.4.4	Curve delle durate per mesi particolari o per altri periodi.....	58
3.4.5	Pressione dell'acqua o salto.....	58
3.4.5.1	Misura del salto lordo .....	58
3.4.5.2	Stima del salto netto .....	58
3.5	Deflusso Minimo Vitale (DMV) .....	60
3.6	Stima della potenza e dell'energia producibile dall'impianto .....	61
3.6.1	Come varia il salto con le portate e la sua influenza sulla potenza della turbina	62
3.6.2	Esercizio ore piene/ore vuote .....	64
3.7	Fornitura continua di energia.....	65
3.8	Piene .....	65
3.8.1	Piene di progetto .....	65
3.8.2	Analisi statistica dei dati di piena .....	66
3.8.3	Modellazione idrologica del bacino imbrifero .....	68

### ELENCO FIGURE

Figura 3.1:	Schema di configurazione di un sito idroelettrico .....	42
Figura 3.2:	Misure del livello di un fiume, definizioni .....	44
Figura 3.3:	Scala delle portate .....	46
Figura 3.4:	Misura dell'area della sezione trasversale .....	47
Figura 3.5:	Mulinelli .....	48
Figura 3.6:	Utilizzo dei misuratori elettromagnetici .....	49
Figura 3.7:	Curva conduttività-tempo .....	50
Figura 3.8:	misura mediante stramazzo.....	51
Figura 3.9:	Esempi d'idrogrammi .....	53
Figura 3.10:	Esempio di curva delle durate (FDC) .....	54
Figura 3.11:	Esempio di curva delle durate in scala logaritmica .....	55
Figura 3.12:	Esempi di curve delle durate standardizzate.....	55
Figure 3.13:	Sistema di adduzione .....	59
Figura 3.14:	Deflusso Minimo Vitale (DMV).....	60
Figura 3.15:	Grafico dell'efficienza di una turbina in funzione della portata .....	63
Figura 3.16:	Variazione del salto con la portata.....	64
Figura 3.15:	Componenti di un modello idrologico .....	68
Figura 3.18:	Campo d'esercizio delle turbine .....	69

### 3. VALUTAZIONE DELLE RISORSE IDRICHIE E DEL LORO POTENZIALE<sup>1</sup>

#### 3.1 Introduzione

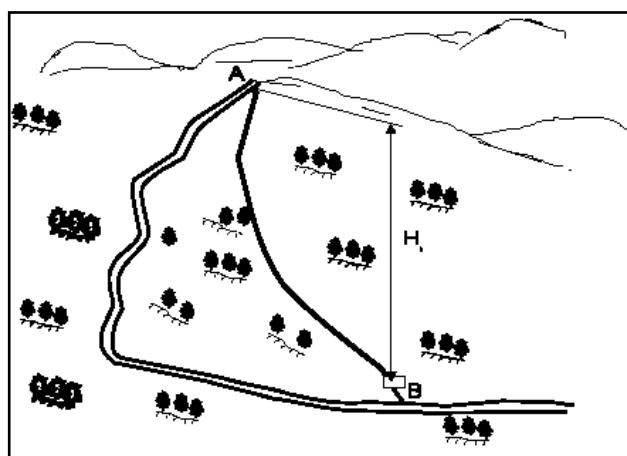
La produzione d'energia idroelettrica dipende dalla disponibilità di acqua defluente in presenza di un certo dislivello. L'acqua è il “combustibile” dell'impianto, senza il quale non si ha produzione. Questa caratteristica determina un forte legame tra gli impianti idroelettrici e il territorio. In primo luogo è quindi necessario disporre di portate sufficienti e durevoli. In secondo luogo le caratteristiche topografiche del sito devono consentire di creare in un punto un salto sufficiente per generare energia. Questo può essere ottenuto o tramite la costruzione di dighe, o facendo scorrere l'acqua parallelamente al fiume in un canale con minore pendenza rispetto a quella del corso d'acqua, oppure ancora, più frequentemente, attraverso una combinazione di queste due soluzioni.

Progettare l'utilizzazione di un tratto di fiume ai fini della generazione idroelettrica è quindi una delle più interessanti sfide per un ingegnere idraulico, dal momento che potenzialmente esistono un numero illimitato di configurazioni possibili per uno stesso sito. L'ingegnere idraulico deve individuare la soluzione ottimale per la configurazione dell'impianto, inclusi il tipo di diga o traversa, il sistema di convogliamento dell'acqua, la potenza installata, la localizzazione delle diverse strutture, etc.

La buona riuscita di un progetto dipende sia dall'esperienza dell'ingegnere che dalle sue “doti artistiche”, dal momento che un approccio strettamente matematico all'ottimizzazione di tutti i parametri in gioco è sostanzialmente impossibile, a causa delle innumerevoli soluzioni possibili e delle caratteristiche specifiche dei diversi siti.

Quando un sito è stato identificato come adatto per l'idroelettrico dal punto di vista topografico, il primo passo è quello di valutare la disponibilità di portate adeguate.

Laddove il corso d'acqua è privo di stazioni di misura, e non sono quindi disponibili misure di portata su un periodo di tempo sufficientemente lungo, si ricorre all'idrologia, con lo studio del regime delle piogge, dei deflussi e della geologia superficiale e con le misure dei bacini imbriferi e di drenaggio e dell'evapotraspirazione.



**Figure 3.1: Schema di configurazione di un sito idroelettrico**

La figura 3.1 illustra come l’acqua, defluendo dal punto A al punto B, perde energia potenziale in misura proporzionale al dislivello di quota indipendentemente dal percorso seguito, sia esso un corso d’acqua, un canale o una condotta forzata. L’energia potenziale persa può essere espressa in termini di potenza secondo la seguente equazione:

$$P = Q \cdot H_g \cdot \gamma$$

Dove P è la potenza, in kW, perduta dall’acqua, Q la portata in  $m^3/s$ ,  $H_g$  il salto netto in metri e  $\gamma$  il peso specifico dell’acqua, pari al prodotto della sua densità per l’accelerazione di gravità ( $\gamma=9,81 \text{ kN/m}^3$ ).

L’acqua può seguire l’andamento dell’alveo naturale, dissipando l’energia potenziale in attriti e turbolenza, ovvero andare da A a B attraverso un sistema di condotte al termine del quale sia posta una turbina. In questo secondo caso l’acqua perde comunque parte della potenza negli attriti con i tubi, in turbolenza all’imbocco, nelle curve, nelle valvole, etc., ma la maggiorparte viene utilizzata per muovere le pale delle turbine.

È proprio quest’ultima porzione della potenza che sarà convertita in energia meccanica e, mediante l’accoppiamento con un generatore, consentirà la produzione d’energia elettrica.

Appare subito evidente che un buon progetto sarà quello che minimizzerà la potenza perduta nel percorso da A a B, in modo che sia disponibile la massima potenza possibile per azionare il generatore .

Per stimare il potenziale idroelettrico si deve poter conoscere la variazione delle portate durante l’anno e quale sia il salto lordo disponibile. Nel migliore dei casi i servizi idrografici avranno installato una stazione di misura nelle vicinanze del tratto d’interesse e avranno registrato le serie storiche delle portate per un periodo sufficientemente lungo.

Sfortunatamente è piuttosto raro che siano state condotte misure di portata regolari nel tratto di corso d’acqua su cui si intende sviluppare una utilizzazione idroelettrica. In questo caso sarà sufficiente utilizzare uno degli approcci descritti più avanti per stimare la portata media annua nel lungo periodo e la curva di durata delle portate per l’asta in questione.

In ogni caso, il primo passo da compiere è esaminare se esistono delle serie storiche delle portate per l’asta in esame e, se non sono disponibili, se esistono delle serie storiche per altri tratti dello stesso fiume o per corsi d’acqua adiacenti e simili, in modo da poter ricostruire la serie storica per l’asta considerata.

### 3.2 Registrazione dei dati idrologici

In Europa le serie storiche di dati idrologici possono di solito essere reperite presso gli istituti idrografici. I dati idrologici rilevati possono essere di molti tipi diversi e tutti possono risultare utili per valutare le potenzialità produttive di un sito. Eccone alcuni esempi:

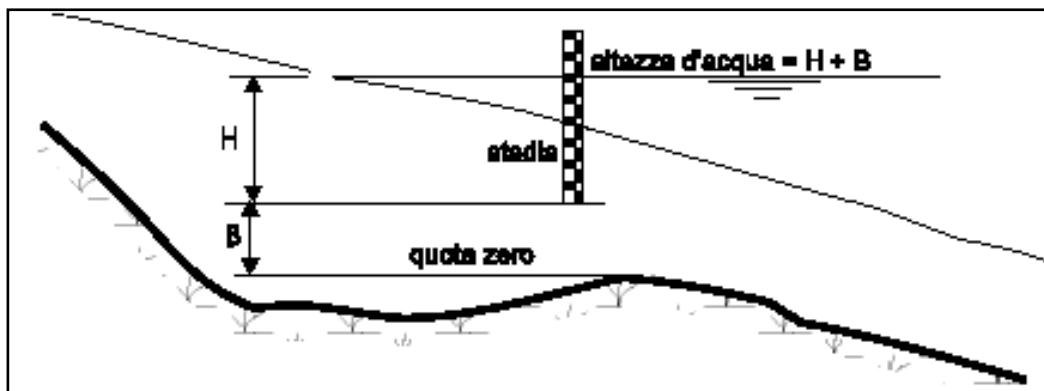
- dati di portata per siti con stazioni di misura;
- caratteristiche idrologiche dei siti in termini di portata media annua e curva di durata delle portate, entrambi espressi sia in termini di portata rilevata che di valore extrapolato a partire dai deflussi unitari del bacino idrografico;
- mappe dei deflussi.

Esiste una organizzazione delle Nazioni Unite la “World Meteorological Organisation” con un servizio informativo idrologico (INFOHYDRO) il cui scopo è fornire notizie su:

- organizzazioni nazionali e internazionali (governative e non-governative);
- istituzioni e agenzie che si occupano d'idrologia;
- attività idrologiche di questi enti;
- principali fiumi e laghi del mondo;
- reti nazionali di stazioni di misura idrologiche – numero delle stazioni e durata delle registrazioni;
- banche dati nazionali di misure idrologiche - stato della raccolta dati, elaborazione ed archiviazione;
- banche dati internazionali attinenti all'idrologia ed alle risorse idriche.

INFOHYDRO comprende un Manuale e dati computerizzati.

Maggiori informazioni possono essere reperite sul sito [www.wmo.ch](http://www.wmo.ch)



**Figura 3.2: Misure del livello di un fiume, definizioni**

### 3.3 Misure dirette della portata

Se non esistono serie storiche di misure di portata e si dispone di tempo, la portata può essere misurata direttamente per almeno un anno, poiché una singola misura istantanea della portata in un corso d'acqua è di scarsa utilità. Per misurare le portate sono disponibili diversi metodi.

#### 3.3.1 Metodo Velocità-Area

Questo è il metodo convenzionale per fiumi medi e grandi, consistente nella misura della sezione trasversale del fiume e della velocità media dell'acqua che lo attraversa; è un approccio utile per determinare la portata con il minimo sforzo. Nel fiume da monitorare deve essere scelto un punto appropriato, in una zona il più possibile rettilinea e caratterizzata da deflusso regolare.

In questo punto il fiume deve avere una sezione di larghezza uniforme, ben definita e sgombra da depositi (Foto 3.1).

Al variare della portata, il livello superiore dell'acqua nel fiume, detto anche pelo dell'acqua, si alza e si abbassa. Questo livello deve essere rilevato giornalmente, sempre alla stessa ora, tramite un asta graduata.

Nelle stazioni di misura moderne, al posto dell'asta graduata, che richiede osservazioni regolari, è utilizzato uno dei tanti sistemi disponibili di misura del livello mediante sensori che registrano automaticamente la quota del pelo acqua.

Per calibrare le rilevazioni con asta idrometrica e per tarare l'idrometro, vanno eseguite periodicamente, nell'arco di diversi mesi, delle misure di portata a partire dai livelli più bassi fino ai più alti.



**Foto 3.1: Stazione di misura lungo un fiume**

La correlazione livelli-portate viene chiamata scala delle portate (figura 3.3) e consente la stima delle portate del corso d'acqua mediante la sola lettura dell'asta idrometrica. Per tracciare queste curve si devono leggere contemporaneamente la portata ed il livello. È vivamente consigliato iniziare le misure a partire dalle portate più basse e utilizzare i dati rilevati per tracciare dapprima la curva che correla le portate al coefficiente "n" di Manning. In seguito, col metodo delle pendenze (sezione 3.3.4) si potranno stimare le portate più elevate, spesso impossibili da misurare con altri metodi.

Una volta che la scala delle portate è stata riprodotta graficamente, sulla base di un certo numero di rilevazioni, può essere ricavata la funzione matematica che la rappresenta, per facilitare l'interpretazione dei dati di livello.

La funzione è del tipo:

$$Q = a (H+B)^n \quad (3.1)$$

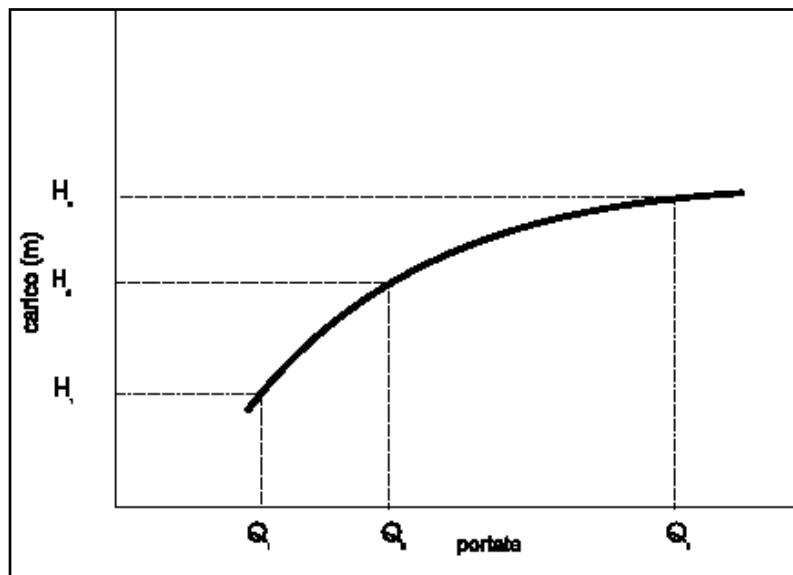
dove:  $a, n$  = costanti

$H$  = altezza dell'acqua misurata o registrata all'idrometro

$B$  = fattore di correzione per ottenere il reale livello dell'acqua.

Per calcolare  $B$  (vedi figura 3.2), devono essere rilevati i dati corrispondenti a due portate

$$\begin{aligned} Q_1 &= a (H_1+B)^n \\ Q_2 &= a (H_2+B)^n \end{aligned}$$

**Figura 3.3: Scala delle portate**

Misurando un terzo punto, corrispondente alla portata  $Q_3$ , media geometrica di  $Q_1$  e  $Q_2$ , e al livello  $H_3$ :

$$Q_3 = \sqrt{Q_1 \cdot Q_2} = a(H_3 + B)^n = \sqrt{a(H_1 + B)^n \cdot a(H_2 + B)^n}$$

Di conseguenza:

$$(H_3 + B)^2 = (H_1 + B) \cdot (H_2 + B)$$

e perciò

$$B = \frac{H_3^2 - H_1 H_2}{H_1 + H_2 - 2H_3} \quad (3.2)$$

Esistono inoltre alcune raccomandazioni ISO<sup>2,3</sup> per l'uso corretto di questa tecnica.

### Calcolo dell'area della sezione trasversale

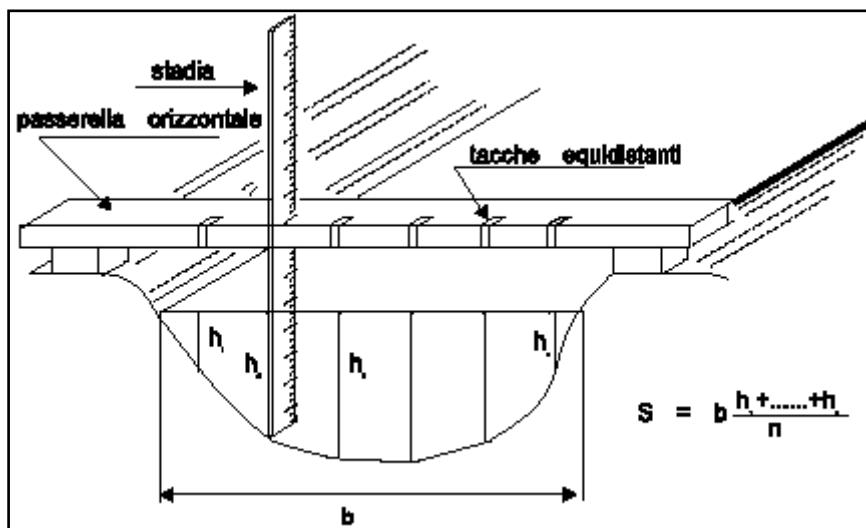
Per calcolare l'area della sezione trasversale di un corso d'acqua è necessario dividerla in una serie di trapezi (figura 3.4). Misurando i lati dei trapezi mediante un'asta graduata così come mostrato in figura 3.4, l'area della sezione trasversale è data da:

$$S = b \frac{h_a + h_2 + \dots + h_n}{n} \quad (3.3)$$

### Misure della velocità

Poiché la velocità varia sia verticalmente che trasversalmente all'interno della sezione, è necessario procedere a una sua misura in una serie di punti discreti per ottenere il valore medio della sezione.

Esistono diversi metodi per eseguire tali misure: due di essi verranno descritti nel seguito.



**Figura 3.4: Misura dell'area della sezione trasversale**

### Misura con galleggiante

Si colloca un corpo galleggiante che sia per buona parte immerso (per esempio un blocco di legno o una bottiglia piena a metà) nel mezzo della corrente. Si registra poi il tempo  $t$  (secondi) impiegato dall'oggetto a percorrere un tratto di corso d'acqua di lunghezza  $L$  (metri). La velocità in superficie ( $m/s$ ) è data dal rapporto tra la lunghezza  $L$  ed il tempo  $t$ . Per stimare la velocità media, il valore sopra calcolato va moltiplicato per un fattore di correzione che può variare tra 0,6 e 0,85 a seconda della profondità dell'acqua e della scabrezza del fondo e delle sponde (un valore accettabile può essere 0,75). L'accuratezza del metodo dipende soprattutto dalla rilevanza del fattore di correzione.

### Misura con mulinello

Un mulinello è uno strumento per la misura della velocità di un fluido. Esistono due tipi di mulinelli:

1. ad asse orizzontale con pale (elica): questo tipo è costituito da una piccola elica che ruota attorno a un asse orizzontale ed è mantenuta parallela alle linee di flusso per mezzo di una deriva di coda (Figura 3.5 di destra). Il mulinello è zavorrato, per mantenerlo il più possibile sulla verticale in cui è posto l'osservatore. Questo tipo di rotore ha il vantaggio di perturbare poco la corrente nei dintorni del punto di misura e di essere poco disturbato dalla presenza di detrito sospeso.
2. ad asse verticale con coppe: questo tipo è costituito da una serie di piccole tazze coniche distribuite orizzontalmente in circolo che ruotano attorno a un asse verticale (Figura 3.5 di sinistra). Rispetto a quello ad asse orizzontale, è in grado di funzionare anche con velocità basse e se utilizzato in acque limacciose ha il vantaggio che la struttura è più protetta. Infine il rotore può essere riparato anche sul campo.

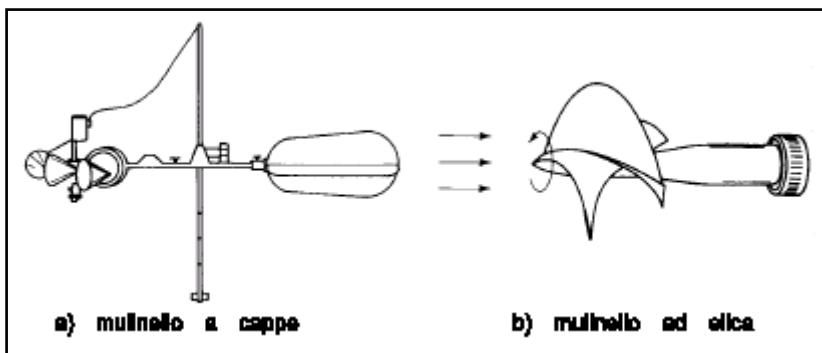


Figura 3.5: Mulinelli

Ogni giro dell'elica viene registrato mediante un sensore elettrico ed il numero di giri viene contato dall'osservatore, o automaticamente, per un arco di tempo di 1 o 2 minuti. Il numero di giri è poi convertito in un valore di velocità mediante l'apposita curva di calibrazione dello strumento.

Spostando il mulinello in varie posizioni preliminarmente stabilite all'interno della sezione, secondo la struttura di una griglia immaginaria, è possibile ricostruire l'andamento dettagliato delle velocità puntuale nella sezione e da esse risalire al valore della portata.

Nel caso di fiumi di larghezza considerevole, le misure si possono fare calando il mulinello da un ponte, anche se la presenza di eventuali pile intermedie è fonte di deviazioni delle linee di corrente che possono causare errori di misura notevoli. In ogni caso, comunque, il sito di misura dovrebbe essere localizzato in un tratto di fiume il più rettilineo e uniforme possibile, senza ponti, e se il fiume è profondo o in piena ci si deve attrezzare con una barca saldamente ancorata con un cavo e con un secondo cavo di misura più sottile per determinare la posizione orizzontale lungo la sezione trasversale.

Sebbene la possibilità di eseguire la misura stando su una barca, con almeno due occupanti ed il mulinello sospeso, può essere presa in considerazione, è indispensabile utilizzare un cavo ben ancorato. La scelta del sito di misura dipende in questo caso dalla presenza sulle rive di alberi sufficientemente grandi cui ancorarsi. In alternativa, su fiumi molto larghi, sono impiegate delle teleferiche e i mulinelli vengono calati dalla cabina; in questo caso i mulinelli vengono manovrati direttamente dalla cabina o attraverso una serie di cavi ausiliari da un addetto a riva.

L'altezza d'acqua deve sempre essere rilevata nel corso della misura di velocità, poiché l'andamento del profilo può cambiare apprezzabilmente durante le piene. L'operatore non deve inoltre dimenticare alcune regole elementari, come rilevare il pelo acqua prima e dopo la misura di portata e determinare la pendenza del pelo l'acqua mediante una livellazione di precisione fino a dove sia possibile a monte e a valle della stazione di misura (indicativamente 500 m).

Poiché la velocità della corrente aumenta durante le piene, il mulinello, seppure zavorrato, verrà proporzionalmente trascinato a valle lungo il cavo che si inarca sempre più. In queste circostanze la posizione del mulinello può essere stabilita con ragionevole accuratezza misurando l'angolo formato dal cavo. La zavorra può essere appesantita, ma solo entro certi limiti. Si possono anche usare delle aste per mantenere sospeso il mulinello, ma in questo caso per manovrare le aste è necessaria una struttura tipo quella dei catamarani. Le

vibrazioni e la curvatura delle aste sono fenomeni comuni nei fiumi profondi, a meno che i diametri delle aste non siano superiori a 500 mm; in questo caso però l'intero apparato di misura diviene molto pesante e assai poco maneggevole.

### Mediante misuratori elettromagnetici

Il misuratore elettromagnetico è uno strumento ad induzione elettromagnetica, privo di parti mobili, montato all'interno di una capsula a profilo idrodinamico. La capsula può essere montata su un'asta e immersa a diverse profondità oppure sospesa a un cavo.

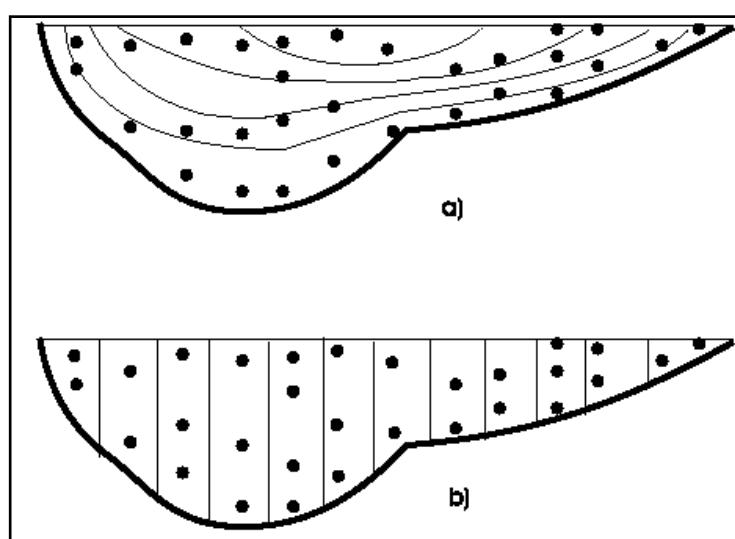
Il misuratore elettromagnetico ha il vantaggio di essere più piccolo e di avere il campo di misura più ampio dei mulinelli a elica. È particolarmente utile per velocità molto basse dove i modelli a elica danno risultati inaffidabili.

La sua sensibilità e la bassa vulnerabilità allo sporcamento dovuto a vegetazione e a materiale in sospensione lo rende particolarmente adatto per misure in corsi d'acqua molto inquinati o con notevole presenza di vegetazione.

Ogni apparecchio è dotato di un pannello di controllo con *display* digitale e di batterie a secco. Fanno parte dell'attrezzatura anche le aste componibili d'acciaio inossidabile. I modelli più recenti hanno anche un circuito interno di ricarica delle batterie.

Poiché ogni fiume ha caratteristiche peculiari è raccomandabile, prima d'iniziare la campagna di misure, un accurato rilievo della sua larghezza, profondità, delle probabili velocità in piena, della possibilità d'installare i cavi e della disponibilità di ponti e barche da cui eseguire la misura.

La portata in una certa sezione trasversale si ottiene correttamente tracciando su una scala verticale molto grande i valori puntuali delle velocità registrate. Da qui possono essere tracciate le isotachie (curve lungo cui la velocità ha lo stesso valore) e può essere misurata l'area compresa tra ogni isotachia. Una sezione tipica è riportata in figura 3.6.a. In alternativa il fiume può essere suddiviso in sezioni verticali e si può calcolare la velocità media di ciascuna sezione ed effettuare infine la media pesata delle singole velocità; questa seconda situazione è illustrata in figura 3.6.b. In questo secondo caso l'area di ciascuna sezione verticale non deve essere superiore al 10% dell'area totale della sezione.



**Figura 3.6: Utilizzo dei misuratori elettromagnetici**

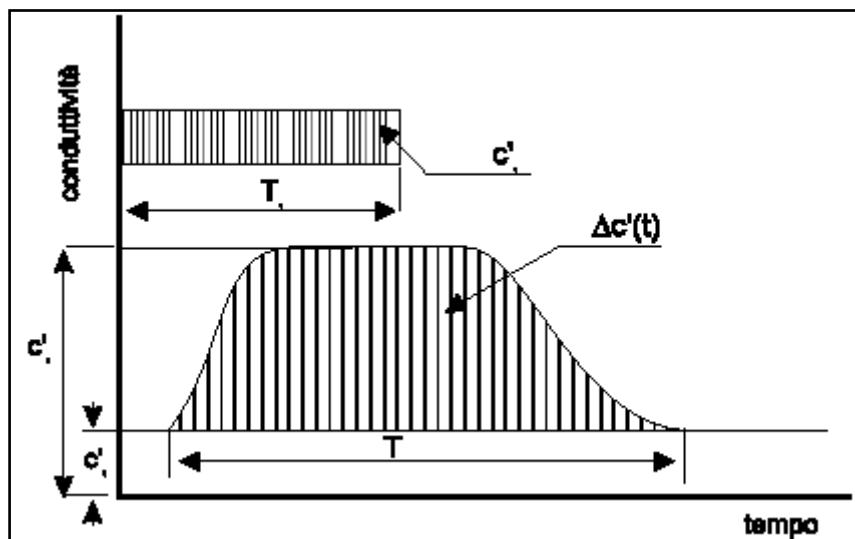
Si dovrebbe comunque sempre fare un controllo con il metodo della pendenza della linea dell'energia, descritto al paragrafo 3.3.4, in modo da ottenere un valore per il coefficiente n di Manning. Si può ricostruire l'andamento di n al variare dell'altezza d'acqua, dato utile per estrarre la curva caratteristica della sezione.

L'ISO ha pubblicato molte norme al fine di rendere uniformi i risultati ottenuti con le varie tecniche di misura con mulinelli. Il catalogo può essere scaricato al seguente link:  
<http://www.iso.ch/iso/en/CatalogueListPage.CatalogueList?ICS1=17&ICS2=120&ICS3=20>

### Per diluizione di un soluto nella corrente

Le misure per diluizione sono particolarmente adatte per piccoli corsi d'acqua dove la forte turbolenza e la modesta profondità ed entità della corrente rendono la misura con i mulinelli non appropriata e tale da richiedere strutture per la misura sproporzionalmente costose.

Il metodo è basato sull'iniezione nella corrente di un composto solubile in acqua e nel campionamento dell'acqua a una certa distanza a valle dal punto d'immissione, dove la completa miscelazione del solvente nell'acqua sia garantita. Il soluto può essere aggiunto sia a velocità d'iniezione costante, fino a quando il campionamento a valle non rileva una concentrazione costante, o può essere somministrato di colpo in una sola volta il più velocemente possibile. In questo secondo caso, il campionamento si deve svolgere a intervalli di tempo molto piccoli, in modo da poter ricostruire l'andamento nel tempo della concentrazione di soluto. In entrambi i casi la concentrazione di soluto nei componenti è utilizzata per calcolare la diluizione subita e da questa si può risalire al valore della portata del corso d'acqua.



**Figura 3.7: Curva conduttività-tempo**

L'analisi dei campioni è fatta mediante un colorimetro in grado di rilevare, per comparazione con un campione di soluzione iniettata, quantità anche molto piccole del sale di cromo utilizzato. Le apparecchiature necessarie sono però costose e sofisticate.

Attualmente i metodi sopra descritti sono stati sostituiti dal metodo sviluppato da Littlewood, che richiede apparecchiature semplici e relativamente poco costose. Il metodo dipende dalla conduttività elettrica di soluzioni di comune sale da cucina (NaCl) nell'acqua

ed è una versione rivista del metodo di misura della diluizione relativa messo a punto da Aastad e Sognen<sup>8,9</sup>.

La portata è misurata immettendo gradualmente un volume noto ( $V$ ) di una soluzione concentrata ( $c_1$ ) di sale forte nella corrente e misurando a brevi intervalli di tempo la variazione di conduttività elettrica dell'acqua a valle della zona di miscelazione della soluzione. In questo modo è possibile tracciare la curva conduttività-tempo in un intervallo temporale  $T_2$ , come mostrato in figura 3.7. La media delle ordinate di questa curva rappresenta la media della differenza di conduttività tra la soluzione salina e la corrente naturale a monte del punto d'immissione. Se un piccolo volume,  $v$ , di quella soluzione concentrata viene aggiunto a un grande volume  $V^*$  d'acqua della corrente e si misura la differenza di conduttività  $\Delta c^*$ , si ottiene il valore della portata del corso d'acqua dalla relazione:

$$Q = \frac{V}{T_2} \times \frac{V^*}{v} \times \frac{\Delta c^*}{\overline{\Delta c}} \quad (3.5)$$

dove:

$V$  = volume totale immesso nella corrente

$T_2$  = durata dell'onda salina (s)

$v$  = volume della soluzione concentrata aggiunta

$V^*$  = volume della corrente

$\Delta c^*$  = variazione della conduttività (ohm-1) conseguente alla diluizione di  $v$  in  $V^*$

$\overline{\Delta c}$  = media delle ordinate della curva conduttività-tempo

### 3.3.2 Misura mediante stramazzo

Se il corso d'acqua è abbastanza piccolo, indicativamente con portata inferiore ai  $4 \text{ m}^3/\text{s}$ , allora può essere opportuno realizzare una traversa provvisoria.

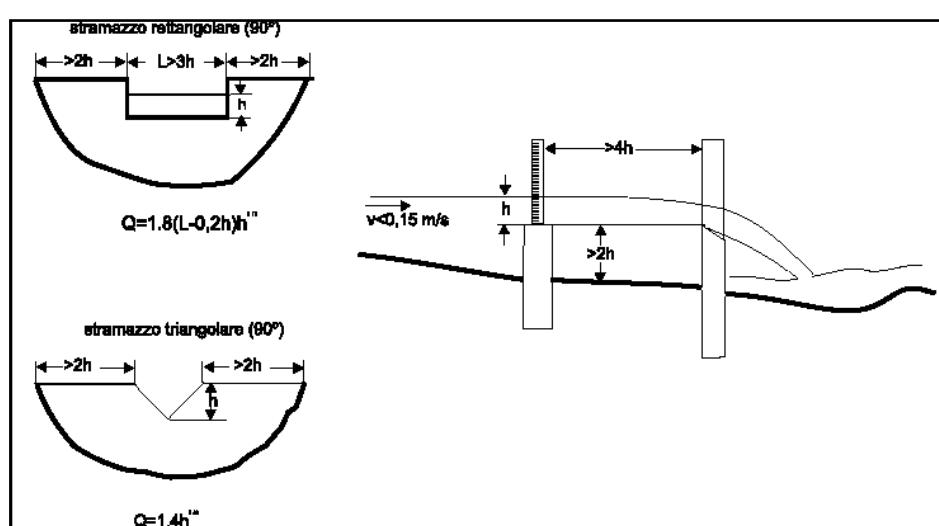


Figura 3.8: misura mediante stramazzo

Essa è costituita da un piccolo sbarramento posto trasversalmente alla corrente da misurare e dotato di uno stramazzo (incavo) centrale attraverso il quale è convogliata tutta l'acqua.

Sono state condotte molte ricerche per determinare formule accurate che dessero la portata attraverso lo stramazzo. La semplice misura della differenza di quota tra il pelo acqua a monte e il ciglio dello stramazzo è sufficiente per conoscere la portata transitante. Tuttavia è importante misurare il pelo acqua a monte a una certa distanza dallo stramazzo (almeno quattro volte la profondità dell'acqua sul punto più basso dello stramazzo), mantenendolo libero da sedimenti. È necessario inoltre che le pareti dello stramazzo siano sottili, per favorire il distacco della vena liquida.

Si possono usare diversi tipi di stramazzi: rettangolari, triangolari (a "V") o trapezoidali. Lo stramazzo triangolare è molto preciso alle basse portate, mentre invece gli stramazzi rettangolari e trapezoidali sono più adatti per portate con ampia variabilità. Gli stramazzi sono realizzati attualmente in parete sottile con lamiere metalliche o di legno, secondo le misure di figura 3.8.

Analogamente si possono utilizzare "modellatori a risalto", dove una corrente viene incanalata attraverso una sezione geometricamente regolare prima di entrare in un tratto con sezione trasversale differente, caratterizzata da contrazione laterale o da salti di fondo, generalmente con una forma a "Venturi". Rispetto agli stramazzi, queste strutture hanno il vantaggio di non ostruire il flusso dell'acqua e di non farla ristagnare a monte e possono quindi anche diventare una stazione di misura permanente.

Nella maggior parte dei casi di sviluppo di piccole iniziative idroelettriche, tutte le strutture sopra descritte sono troppo costose e i dati di portata adeguati si possono ottenere con metodi più semplici. Indicazioni e formule appropriate si possono rinvenire in letteratura<sup>10, 11, 12, 13, 14, 15</sup>.

### 3.3.3 Metodo pendenza-area

Questo metodo è basato sui principi dell'idraulica descritti nel Capitolo 2 ed è utile per valori molto alti delle portate, laddove gli altri metodi siano impraticabili. Esso presuppone che sia possibile installare picchetti o collocare altri riscontri di livello temporanei sulla superficie dell'acqua a monte ed a valle del punto di misura della portata. Questi riscontri sono successivamente utilizzati per valutare la pendenza del pelo libero (S). Altre misure condotte sulla sezione trasversale forniscono poi l'area (A) ed il raggio idraulico (R) della sezione. Una volta noti questi parametri la portata viene calcolata con la formula di Manning:

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} \quad (3.6)$$

Questo metodo viene talvolta criticato per la sua dipendenza dal valore di "n".

Poiché per alvei naturali n vale circa 0,035, un errore su n di 0,001 provoca un errore nella valutazione delle portate del 3 %. A questo inconveniente del metodo si può ovviare parzialmente tracciando il grafico di n in funzione delle altezze idrometriche per tutte le portate misurate, in modo tale che la scelta di n per valori grandi delle altezze idrometriche non sia arbitraria, ma sia estrappolata dal grafico. Se poi è possibile condurre una misura di pendenza in condizioni di piena, allora questo metodo è senz'altro il migliore per alti valori delle portate. Valori tipici del coefficiente n di Manning per gli alvei naturali appaiono nella tabella 3.1 e per i più diffusi materiali per tubazioni nella tabella 2.2.

**Tabella 3.1 Valori tipici del coefficiente n di Manning per alvei naturali**

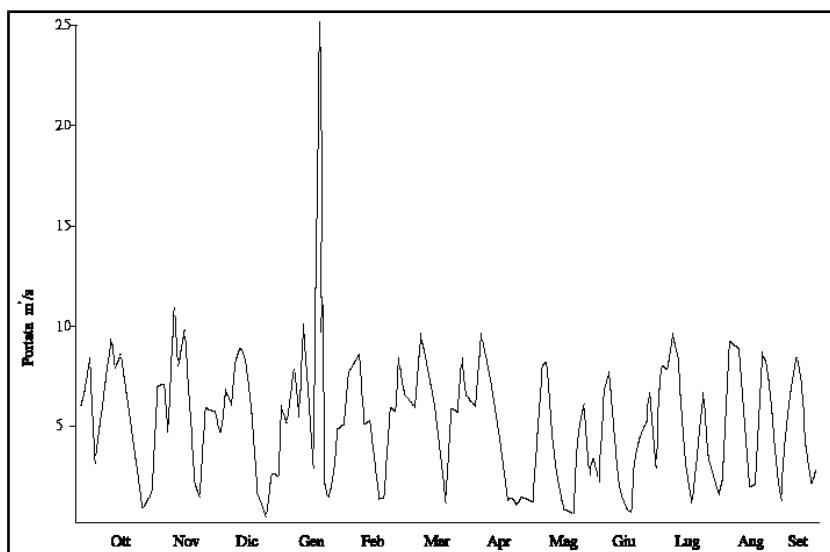
Alveo	n
Alveo di magra con corrente uniforme e alveo regolare	0,030
Corrente naturale normale o fiume in condizioni stabili	0,035
Fiume con acque morte, meandri e vegetazione acquatica significativa	0,045
Fiume con arbusti e pietre, pozze superficiali e con vegetazione rigogliosa	0,060

### 3.4 Caratteristiche idrologiche delle portate

Un programma di misura di portate su diversi anni in un sito particolare fornisce una tabella contenente vari valori di portate che, per poter essere di una qualche utilità, devono essere appropriatamente organizzati.

#### 3.4.1 Idrogramma

Un modo per organizzare i dati di portata è quello di tracciare un grafico delle portate in funzione del tempo in ordine strettamente cronologico. Questo grafico prende il nome d'idrogramma (vedi figura 3.9).

**Figura 3.9: Esempi d'idrogrammi**

#### 3.4.2 Curva delle durate (FDC)

Un altro modo di organizzare i dati di portata è quello di tracciare la curva delle durate, detta anche FDC (dall'inglese Flow Duration Curve). Tale curva riporta per un particolare punto di un corso d'acqua il periodo di tempo durante il quale la portata in quel punto è uguale o superiore a un certo valore. La curva può essere ottenuta dall'idrogramma ordinando i valori di portata in senso decrescente anziché cronologicamente.

Se i singoli valori giornalieri di portata sono raggruppati in categorie, per esempio:

	N° di giorni	% dell'anno
Portate di $8,0 \text{ m}^3/\text{s}$ o superiori	41	11,23
Portate di $7,0 \text{ m}^3/\text{s}$ o superiori	54	14,40
Portate di $6,5 \text{ m}^3/\text{s}$ o superiori	61	16,80
Portate di $5,5 \text{ m}^3/\text{s}$ o superiori	80	21,80
Portate di $5,0 \text{ m}^3/\text{s}$ o superiori	96	24,66
Portate di $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$ o superiori	100	27,50
Portate di $3,0 \text{ m}^3/\text{s}$ o superiori	142	39,00
Portate di $2,0 \text{ m}^3/\text{s}$ o superiori	183	50,00
Portate di $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$ o superiori	215	58,40
Portate di $1,0 \text{ m}^3/\text{s}$ o superiori	256	70,00
Portate di $0,35 \text{ m}^3/\text{s}$ o superiori	365	100,00

è allora possibile tracciare un grafico come quello di figura 3.10 dove le ordinate della figura 3.9 sono classificate in senso decrescente anziché cronologicamente.

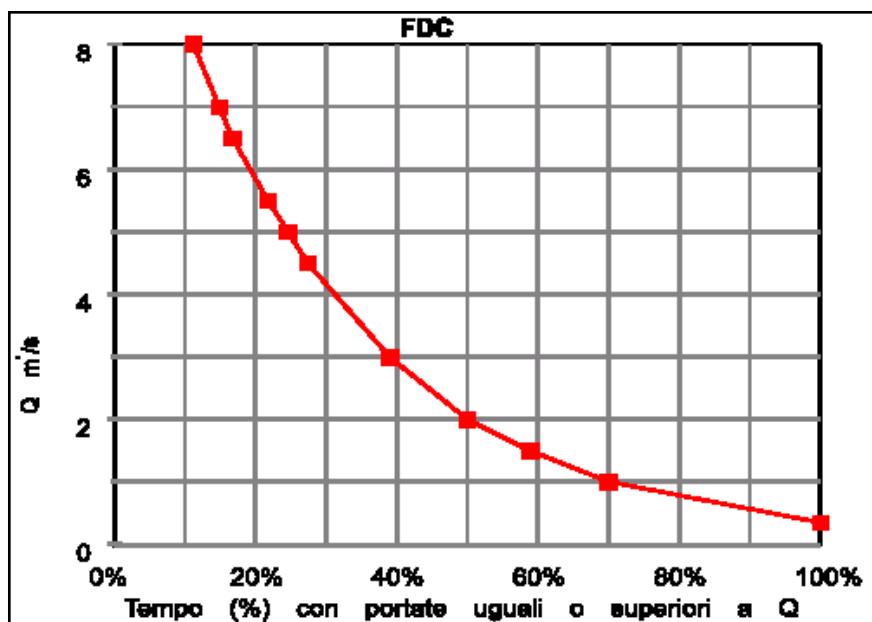


Figura 3.10: Esempio di curva delle durate (FDC)

Attualmente in Europa la maggior parte delle stazioni di misura delle portate è computerizzata e pertanto la maniera più facile per ottenere una FDC è d'importare i dati di portata in un foglio elettronico, ordinarli in senso decrescente e a mano o per mezzo di semplici macroistruzioni, classificarli come nella tabella preparata sopra. Fatto ciò, sfruttando le potenzialità grafiche del foglio di calcolo, è possibile tracciare la FDC come è stato fatto in figura 3.10.

In molti fiumi il rapporto tra portate massime e minime può essere di due o più ordini di grandezza: in questi casi è spesso più conveniente tracciare le FDC con l'ordinata (Q) in scala logaritmica e l'ascissa riportante la probabilità di superamento in scala normalizzata. In questo grafico, se i logaritmi delle portate seguono una distribuzione normale, le FDC sono rappresentate da rette. La figura 3.11 rappresenta la figura 3.10 con l'asse verticale delle portate in scala logaritmica.

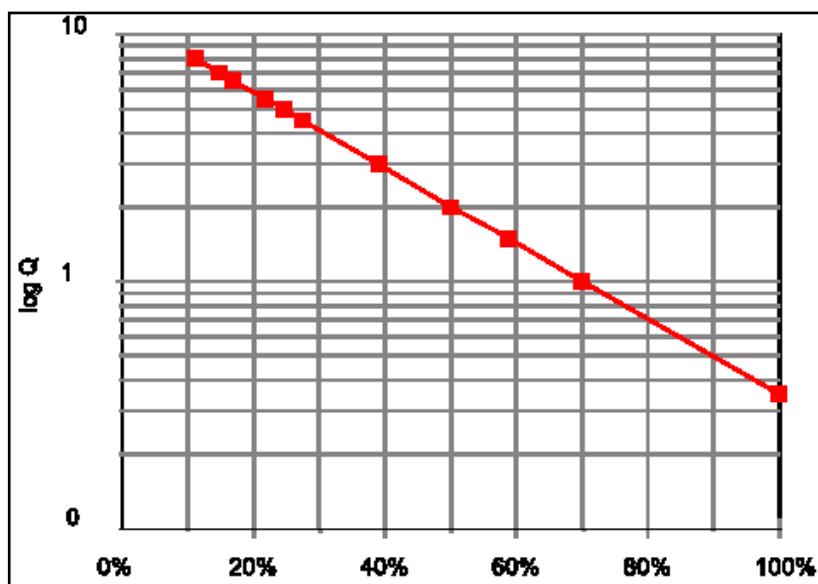


Figura 3.11: Esempio di curva delle durate in scala logaritmica

### 3.4.3 Curva delle durate standardizzate

Le curve delle durate di diversi fiumi possono essere confrontate qualora si proceda alla loro standardizzazione. Le portate devono essere divise in primo luogo per la superficie del bacino imbrifero afferente e poi per la media pesata della precipitazioni annue cadute nel bacino. Le portate risultanti, espresse in  $\text{m}^3/\text{s}$  o  $\text{l}/\text{s}$  per unità d'area del bacino e per unità di precipitazione annua (tipicamente  $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2/\text{m}$ ) possono essere confrontate direttamente. La figura 3.12 riporta, in scala doppio logaritmica, 20 curve delle durate corrispondenti a bacini imbriferi con differenti caratteristiche geomorfologiche.

Un insieme di curve delle durate regionali può mostrare l'influenza della geologia superficiale dei bacini sull'andamento delle curve. Se le curve di durata di bacini differenti vengono standardizzate rispetto al valore di portata media del bacino, allora si possono utilizzare alcuni valori statistici, come Q95, per ricostruire l'intera curva delle durate.

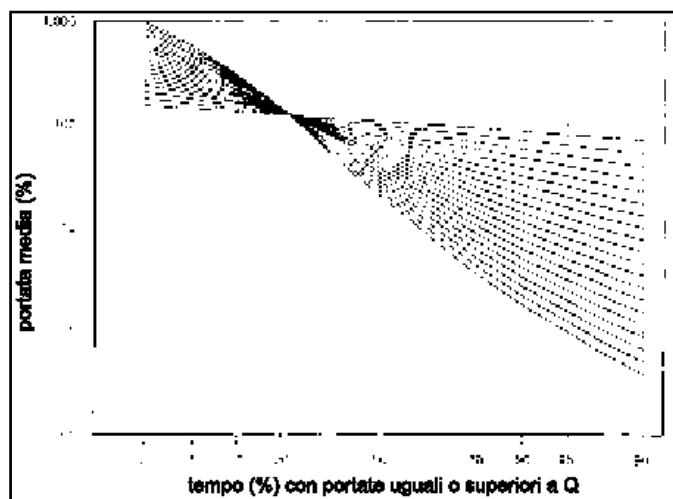


Figura 3.12: Esempi di curve delle durate standardizzate

Un altro metodo di standardizzazione delle FDC è quello di esprimere Q in termini di  $Q/Q_m$ , dove  $Q_m$  è la portata media. L'utilizzo di questo valore adimensionale in ordinate consente il confronto su di uno stesso grafico tra corsi d'acqua piccoli e grandi. Questo metodo può essere particolarmente utile per stimare la portata in siti privi di stazioni di misura, laddove sia disponibile un numero sufficiente di registrazioni per corsi d'acqua limitrofi di caratteristiche topografiche e climatiche simili.

Se è disponibile la curva delle durate per un altro tratto dello stesso fiume, si può inoltre estrapolare la portata nel punto scelto utilizzando il rapporto tra le aree dei rispettivi bacini di raccolta.

### **Valutazione delle portate in siti non monitorati**

Quando per un certo sito non sono disponibili misure di portata, è necessario procedere per via indiretta. Solitamente presso le istituzioni nazionali sono disponibili i dati medi annui di precipitazione, ma spesso solo su scala piuttosto grande. È quindi opportuno cercare di reperire dati locali, che indichino l'andamento delle variazioni stagionali. In mancanza di questi si dovrebbe installare un pluviometro nel bacino. Anche un solo anno di registrazioni è d'aiuto per ottenere una curva delle durate sintetica.

Il primo passo è quello di stimare la portata media  $Q_m$  (nota anche come ADF, acronimo inglese per Average Daily Flow, portata media giornaliera).

Nel Regno Unito la portata media viene stimata utilizzando un bilancio idrologico sul bacino: il deflusso medio annuo del bacino sul lungo periodo può assumersi pari alla differenza tra la pioggia media annua standard (SAAR, Standard Average Annual Rainfall) e l'evaporazione effettiva (Actual Evaporation, AE). I valori di SAAR e di evaporazione potenziale per il bacino si ricavano dalle mappe disponibili per le piogge e per l'evaporazione potenziale (PE).

L'evaporazione effettiva viene dedotta da quella potenziale mediante un fattore di scala "r" che aumenta con SAAR e quindi fa sì che la disponibilità d'acqua del fiume aumenti più che proporzionalmente all'aumento delle piogge. Per bacini con piogge medie annue superiori a 850 mm si assume che l'evaporazione effettiva sia uguale a quella potenziale. Il legame tra r e SAAR è dato da:

$$\begin{aligned} r &= 0,00061 \times \text{SAAR} + 0,475 && \text{per } \text{SAAR} < 850 \text{ mm} \\ r &= 1,0 && \text{per } \text{SAAR} \geq 850 \text{ mm} \end{aligned}$$

L'evaporazione effettiva è calcolata mediante:  $\text{AE} = r \times \text{PE}$

L'altezza media annua di deflusso (AARD Annual Average Runoff Depth in millimetri) su un bacino imbrifero (AREA in  $\text{km}^2$ ) può essere trasformato in portata media in  $\text{m}^3/\text{s}$  mediante:

$$Q_m = (\text{AARD} \times \text{AREA})/31536$$

In altre nazioni questa relazione può richiedere delle modifiche. In Spagna, per esempio il metodo del bilancio idrologico non conduce a risultati attendibili e quindi l'equazione che fornisce la portata media su un bacino è data da una relazione empirica:

$$Q_m = \text{Deflusso} \times \text{AREA} \times 3 \cdot 17 \cdot 10^5$$

dove  $Q_m$  è espresso in  $\text{m}^3/\text{s}$ , Deflusso in mm e AREA in  $\text{km}^2$ .

Sebbene la portata media annua dia un’idea del potenziale idroelettrico di un corso d’acqua, è necessaria una conoscenza più approfondita del regime del corso d’acqua, come quella fornita dalla curva delle durate. La curva dipende principalmente dal tipo di suolo su cui cadono le precipitazioni. Se esso è molto permeabile (sabbia), la capacità d’infiltrazione sarà alta e lo scorrimento sotterraneo sarà quantitativamente significativo rispetto alla portata che scorre in superficie.

Se il substrato è impermeabile (roccia) si verificherà la circostanza opposta. I bacini molto permeabili e con rilevante circolazione sotterranea tenderanno ad avere regimi di portata più regolare e meno fluttuanti rispetto ai bacini rocciosi, dove le variazioni di portata saranno grandi e rifletteranno maggiormente l’andamento delle precipitazioni.

Nel *Regno Unito*, per esempio, i suoli sono classificabili in 29 gruppi distinti per rappresentare le differenti proprietà fisiche e le diverse risposte idrologiche. Il sistema di classificazione è noto come HOST (Hydrology Of Soil Types). Si misura la superficie di ciascuno di questi tipi di suolo all’interno di un bacino imbrifero, come percentuale del totale, e si calcola poi il parametro BFI (Base Flow Index). Noto il BFI del bacino si può scegliere dalla figura 3.12 una FDC standardizzata. Moltiplicando le ordinate della FDC scelta per la portata media annua del bacino si ottiene la curva delle durate del sito studiato.

In *Spagna* la distribuzione dei suoli è ricavabile dalla Mappa dei Suoli della Comunità Europea (CEC, 1985) che è basata sulla Unificazione dei Suoli del Mondo preparata dalla FAO/UNESCO. Diciannove tipi di suolo sono stati individuati sui bacini monitorati dallo studio.

In *Italia*, a causa della notevole varietà geomorfologica e climatica del paese, non è mai stato messa a punto una metodologia unica per la stima delle portate in siti non monitorati; a causa inoltre dell’esiguità del numero delle stazioni di rilevazione di dati idrologici, l’applicabilità di metodi di trasformazione afflussi-deflussi è quanto mai difficile. Tuttavia, in linea semplificata, si ammette che la curva di durata per una sezione non monitorata sia deducibile da quella nota in altra sezione dello stesso ambiente idrologico in proporzione al rapporto dei rispettivi bacini imbriferi. Ciò equivale ad ammettere che per bacini idrologicamente omogenei la curva delle durate dei contributi unitari sia la stessa. Pertanto, solo ed esclusivamente per le portate ordinarie, le portate QA e QB in corsi d’acqua con bacini imbriferi rispettivamente SA e SB sono legati dalla semplice relazione:

$$Q_A = Q_B \frac{S_A}{S_B}$$

Attualmente esistono comunque molti modelli di calcolo idrologici che permettono di quantificare la portata all’interno di un bacino a partire dalle precipitazioni medie giornaliere, dall’evapotraspirazione potenziale, dalla composizione dei suoli, dall’area e dalla pendenza del bacino, dalla lunghezza delle aste idrografiche e da altri parametri. Tutti questi modelli consentono anche un’analisi delle precipitazioni nevose e del loro contributo ai deflussi del bacino e permettono di fare simulazioni degli eventi di piena, delle relative portate e delle aree allagate.

### 3.4.4 Curve delle durate per mesi particolari o per altri periodi

Per un produttore idroelettrico è sempre importante sapere quando, nel corso dell'anno, ci sarà acqua disponibile per produrre energia. In particolare, quando si devono fare le valutazioni economiche per quegli impianti inseriti in reti dove le tariffe pagate dai gestori ai produttori indipendenti variano durante i mesi dell'anno e durante le ore del giorno.

Le curve delle durate possono essere ricavate sia per particolari periodi di tempo, sia per particolari anni o periodi di registrazione. È comunque prassi comune preparare FDC per i sei mesi "invernali" e per i sei mesi "estivi". Si può anche andare oltre e tracciare FDC per singoli mesi. Si tratta soltanto di estrarre le misure di portata di un certo mese per ogni anno di registrazione ed elaborare questi dati come l'intera popolazione statistica delle misure. Se per fare queste elaborazioni i dati di portata non sono sufficienti, si può ricorrere alle misure di precipitazione.

### 3.4.5 Pressione dell'acqua o salto

#### 3.4.5.1 Misura del salto lordo

Il salto lordo è la distanza verticale percorsa dall'acqua per produrre energia, cioè il dislivello tra il più alto ed il più basso pelo acqua dell'impianto.

Le misure sul campo del salto lordo sono effettuate con le usuali tecniche topografiche. La precisione richiesta nella misura determina i metodi che possono essere utilizzati.

In passato il miglior modo per misurare il salto lordo era effettuare una livellazione con stadia e livello, ma il processo era lungo. Misure accurate erano condotte con un tacheometro o, più speditamente, con un clinometro o livello Abney. Attualmente con i teodoliti digitali, i livelli elettronici digitali e soprattutto con le stazioni totali elettroniche il lavoro è stato semplificato.

I moderni livelli elettronici digitali visualizzano automaticamente in circa 4 secondi altezza e distanza di un punto con una precisione sull'altezza di 0,4 mm. La memoria interna consente poi d'immagazzinare dati di circa 2.400 punti. Oggi è anche molto comune effettuare rilievi mediante il metodo GPS (Global Positioning System) e un ricevitore GPS portatile è l'ideale per la redazione di carte di prima approssimazione o per la georeferenziazione dei dati.

#### 3.4.5.2 Stima del salto netto

Una volta stabilito il salto lordo disponibile, è necessario tener conto delle perdite di carico generate da griglie, attrito nei tubi, curve e valvole. Oltre a ciò, certi tipi di turbine devono essere disposte in modo da scaricare alla pressione atmosferica, sopra il massimo livello di piena a valle della macchina. Il salto lordo meno la somma di tutte le perdite è uguale al salto netto, che è quello effettivamente disponibile per muovere la turbina. L'esempio 3.1 servirà a rendere più chiara la situazione.

#### **Esempio 3.1**

**La figura 3.13 mostra il profilo schematico di una condotta in un piccolo impianto idroelettrico. La portata nominale è di  $3 \text{ m}^3/\text{s}$  ed il salto lordo 85 m. La condotta ha diametro 1,5 m nel primo tratto e 1,2 m nel secondo. Il raggio della curva è pari a quattro volte il diametro del tubo. Sull'ingresso dell'acqua alla presa è collocata una**

griglia inclinata di  $60^\circ$  sull'orizzontale e costituita da barre piatte d'acciaio inossidabile di spessore 12 mm e interspazio 70 mm. Stimare le perdite di carico totali.

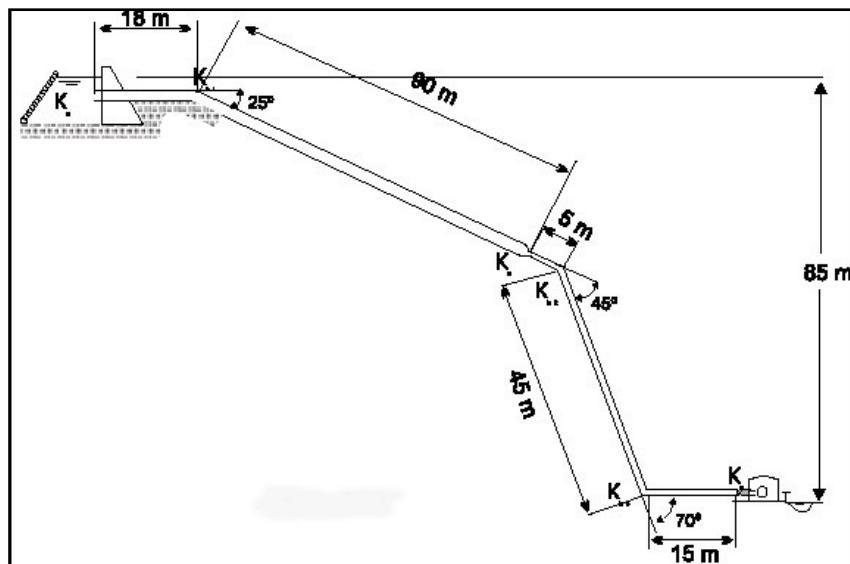


Figure 3.13: Sistema di adduzione

In base all'esperienza, la velocità all'ingresso della griglia deve essere compresa tra 0,25 e 1,0 m/s. L'area della griglia necessaria può essere stimata con la formula:

$$S = \frac{1}{K_1} \left( \frac{t}{t+b} \right) \frac{Q}{V_0} \frac{1}{\sin \alpha}$$

dove S è l'area della griglia in  $\text{m}^2$ , t lo spessore delle barre (mm), b la distanza tra le barre (mm), Q la portata ( $\text{m}^3/\text{s}$ ),  $V_0$  la velocità dell'acqua all'ingresso della griglia,  $\alpha$  l'angolo formato dalla griglia con l'orizzontale e  $K_1$  un coefficiente che per sgrigliatori automatici è pari a 0,80. Assumendo  $V_0=1 \text{ m/s}$  si ottiene  $S=5,07 \text{ m}^2$ . Per ragioni pratiche si sceglie una griglia con  $S=6 \text{ m}^2$  cui corrisponde  $V_0=0,85 \text{ m/s}$  che è un valore accettabile.

Le perdite di carico a cavallo della griglia, calcolate con la formula di Kirchmer, ammontano a:

$$h_r = 2,4 \left( \frac{12}{70} \right)^{3/4} \frac{0,8^2}{2 \cdot 9,81} = 0,007 \text{ m}$$

Le perdite per attrito nel primo tronco di tubo sono funzione della velocità dell'acqua, pari a 1,7 m/s.

L'imbocco del tubo non è raccordato ed ha un coefficiente  $K_e=0,04$  (vedi figura 2.7).

Utilizzando l'equazione di Manning, le perdite di carico nel primo tronco sono:

$$h_F/L = 0,00177; h_F = 0,19 \text{ m}$$

Il coefficiente di perdita nella prima curva è  $K_b=0,085$  (la metà di quello corrispondente a una curva a  $90^\circ$ ); nella seconda curva si ha  $K_b=0,12$  e nella terza  $K_b=0,14$ .

Il restringimento del tubo con una riduzione conica di  $30^\circ$  produce una perdita per contrazione  $h_c=0,02 \text{ m}$  (relativa a un rapporto tra i diametri di 0,8 ed a una velocità nel

tubo più piccolo di 2,65 m/s). Le perdite per attrito nel secondo tratto di condotta si calcolano analogamente al primo tratto e ammontano a  $h_F/L=0,0169$ ;  $h_F=1,10$  m . Il coefficiente di perdita nella valvola a saracinesca è  $K_v=0,15$ .

Pertanto le perdite totali distribuite nel tubo sono globalmente:

$$0,19 + 1,10 = 1,29 \text{ m}$$

Le perdite localizzate sono invece:

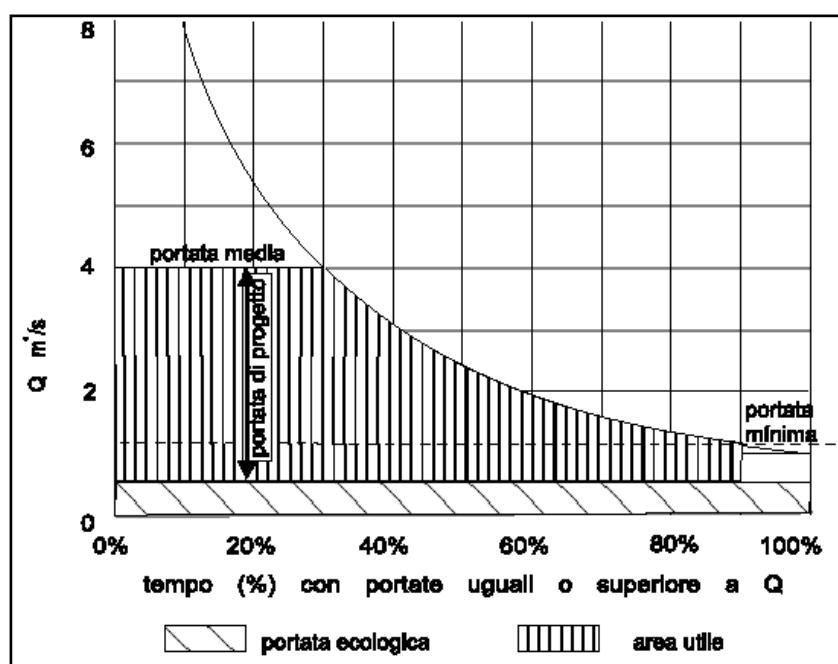
Nella griglia		0,007 m
All'imbocco del tubo	0,04 x 0,147	0,059 m
Nella prima curva	0,085 x 0,147	0,013 m
Nella seconda curva	0,12 x 0,359	0,043 m
Nella terza curva	0,14 x 0,359	0,050 m
Al cambio di diametro	0,02 x 0,359	0,007 m
Nella valvola a saracinesca	0,15 x 0,359	0,054 m
Totale:		0,233 m

Le perdite di carico totali sono quindi pari a 1,29 m per perdite distribuite e 0,23 m per perdite localizzate. Il salto netto è pertanto 83,48 m.

Le perdite rappresentano il 1,8% del salto lordo, che è un valore ragionevole.

### 3.5 Deflusso Minimo Vitale (DMV)

La derivazione incontrollata di acqua da un fiume (ad esempio per produrre energia attraverso una turbina), anche nel caso in cui l'acqua venga restituita in alveo vicino al punto di presa, rischia di lasciare alcuni tratti del fiume pressoché asciutti, causando seri danni alla vita aquatica.



**Figura 3.14: Deflusso Minimo Vitale (DMV)**

Per evitare che ciò accada, nelle concessioni d'acqua per uso idroelettrico è sempre prescritto che una certa portata residua venga lasciata defluire nel corso d'acqua. A

seconda dei paesi questa portata residua prende vari nomi. In Italia essa è nota come Deflusso Minimo Vitale.

Il Deflusso Minimo Vitale deve essere calcolato con attenzione, dal momento che l'assenza di portate sufficienti può causare danni agli ecosistemi acquatici. D'altra parte il rilascio di portate esageratamente elevate riduce sensibilmente la producibilità degli impianti idroelettrici, limitandone i benefici ambientali (viene sprecata energia rinnovabile).

È quindi nell'interesse di chi sviluppa un'iniziativa idroelettrica mantenere il DMV ai più bassi valori accettabili dalle autorità competenti, poiché in periodi di magra, se le portate disponibili non raggiungono la somma del DMV e della portata minima d'impianto, il rilascio del DMV può significare il fermo impianto.

Nel capitolo 7 l'argomento verrà trattato approfonditamente da un punto di vista ambientale.

### 3.6 Stima della potenza e dell'energia producibile dall'impianto

La curva delle durate è uno strumento per selezionare la portata di progetto corretta e, tenendo conto del DMV e della portata minima compatibile con il funzionamento della turbina, consente la stima della potenza e dell'energia producibile dall'impianto.

La figura 3.14 illustra la curva delle durate di un sito che si intende studiare. In prima istanza si è soliti assumere quale portata di progetto la differenza tra la portata media annua ed il DMV. In pratica è opportuno valutare l'effetto sull'impianto di diverse portate di progetto, in modo da scegliere quella che consente di conseguire i migliori risultati in termini tecnico-economici. Una volta che si sia definita la portata di progetto e si sia stimato il salto netto, deve essere identificato il tipo di turbina più adatto (vedere capitolo 6). La turbina più idonea è quella entro il cui campo d'esercizio ricadono la portata e il salto di progetto (vedere figura 3.18 in fondo al capitolo).

La figura 3.14 mostra la regione della curva delle durate utilizzabile per scopi idroelettrici. Ogni turbina è caratterizzata da una portata minima (al di sotto della quale essa non può funzionare o lo fa con rendimenti molto bassi) e il suo rendimento è funzione della portata d'esercizio.

L'energia lorda media annua (E in kWh) è una funzione del tipo:

$$E = f(Q_m, H_n, \eta_t, \eta_g, \eta_m, \eta_{tr}, \gamma, h)$$

dove:

$Q_m$  = portata, in  $m^3/s$ , per intervalli incrementali sulla curva delle durate

$H_n$  = salto netto con  $Q_m$

$\eta_t$  = rendimento della turbina, funzione di  $Q_m$

$\eta_g$  = rendimento del generatore

$\eta_m$  = rendimento dell'eventuale moltiplicatore di giri

$\eta_{tr}$  = rendimento del trasformatore

$h$  = numero di ore durante le quali si verifica la portata  $Q_m$

Si può anche stimare potenza e producibilità mediante calcoli manuali, semplicemente calcolando l'area sottesa dalla curva delle durate.

La producibilità può essere calcolata dividendo l'area utilizzabile della FDC in strisce incrementali verticali del 5% partendo dall'origine. La striscia finale interseca la FDC a  $Q_{min}$  o  $Q_{DMV}$  se questa è superiore. Per ogni striscia viene calcolato  $Q_m$  e definito  $\eta_t$  nella corrispondente curva dei rendimenti; il contributo energetico dato dalla singola striscia viene calcolato con la relazione:

$$\Delta E = W \cdot Q_m \cdot H \cdot \eta_t \cdot \eta_g \cdot \eta_m \cdot \eta_{tr} \cdot \gamma h$$

dove:

$W$  = larghezza della striscia = 0,05 per tutte le strisce eccetto l'ultima

$h$  = numero di ore annue

$\gamma$  = peso specifico dell'acqua ( $9,81 \text{ kN/m}^3$ )

L'energia linda media producibile è quindi la somma del contributo energetico d'ogni striscia.

La potenza erogata dalla turbina sarà poi data dal prodotto della portata di progetto ( $\text{m}^3/\text{s}$ ), del salto netto (m) e del rendimento idraulico (%) e del peso specifico dell'acqua ( $\text{kN/m}^3$ ).

Nel capitolo 6 verranno mostrate le curve di rendimento in funzione della portata per i più diffusi tipi di turbine commerciali. La tabella 3.2 fornisce la portata minima, come percentuale della portata di progetto, per diversi tipi di turbine.

**Tabella 3.2 Portata minima della turbina**

Tipo di turbina	$Q_{min}$ (% di $Q_{max}$ )
Francis a spirale	30
Francis in camera libera	30
Semi Kaplan	30
Kaplan	15
Cross Flow	15
Pelton	10
Turgo	20
Elica	75

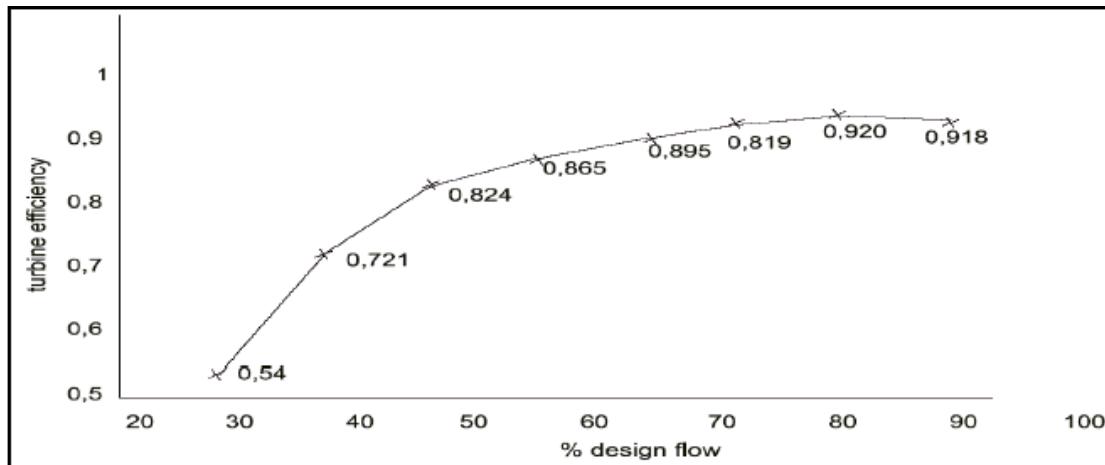
### 3.6.1 Come varia il salto con le portate e la sua influenza sulla potenza della turbina

A seconda della portata di un corso d'acqua e della portata che viene addotta alla turbina, il salto può variare in modo significativo.

**L'altezza del livello di monte dell'acqua** può variare con la portata. Se il bacino di carico è regolato da una traversa a sfioro priva di paratoie, il livello dell'acqua sale all'aumentare della portata. Se invece il bacino di carico è regolato tramite paratoie per poter operare a un determinato livello, il livello dell'acqua può rimanere costante anche durante i periodi di piena. Durante i periodi di magra, il livello superiore dell'acqua può risultare anche più basso a causa dello svuotamento del bacino.

**Le perdite di carico nel sistema di adduzione** variano in proporzione al quadrato della portata convogliata e pertanto nei periodi di magra, con basse portate turbinate, le perdite di carico nel sistema di adduzione possono essere ridotte sostanzialmente.

**L'altezza del livello di valle dell'acqua** può variare con la portata. Questo dipende dal tipo di corpo idrico in cui l'acqua viene rilasciata. Se il rilascio avviene all'interno di una vasca di carico regolata da paratoie di un altro impianto posto più a valle, il livello dell'acqua può rimanere costante anche nei periodi di piena. Se l'acqua viene invece scaricata in un corso d'acqua naturale, il livello dell'acqua può variare considerevolmente.



**Figura 3.15: Grafico dell'efficienza di una turbina in funzione della portata**

Negli impianti a media ed alta caduta il salto lordo può ritenersi costante, perché la variazione nei livelli di monte e di valle è molto piccola se confrontata con il valore del salto. Negli impianti a bassa caduta, quando la portata cresce oltre il valore della portata d'impianto, il livello del pelo acqua aumenta anch'esso sia alla presa sia alla restituzione ma in proporzioni differenti, tanto che il salto può aumentare o diminuire in maniera considerevole.

Se una turbina è esercita con una portata più grande di quella di progetto  $Q_d$  sotto un carico  $H_1$  più piccolo del salto di progetto  $H_d$ , la portata turbinabile diventa:

$$Q_t = Q_d \cdot \sqrt{\frac{H_1}{H_d}} \quad (3.7)$$

La quota di monte che determina lo sfioro delle portate è calcolabile agevolmente in base alla teoria degli sfioratori a stramazzo:

$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2} \quad (3.8)$$

dove:

$Q$  = portata sullo sfioratore

$C$  = coefficiente di deflusso dello sfioratore

$L$  = lunghezza dello sfioratore

$H$  = altezza d'acqua sopra la cresta dello sfioratore

Il valore di  $C$  dipende dalla forma dello sfioratore e si può reperire in qualsiasi manuale d'idraulica.

La quota di monte è solitamente mantenuta pari alla quota dello sfioratore quando tutte le portate del fiume vengono turbinate. Quando la portata nel fiume supera la portata della turbina, alla portata eccedente che passa sullo sfioratore si applica l'equazione 3.8. In

questo caso, misurando il carico sul ciglio dello sfioratore si ottengono allo stesso tempo la quota del pelo acqua alla presa e la portata nel fiume (è sufficiente aggiungere la portata turbinata).

Il livello del pelo acqua a valle è più difficile da stimare. Il Hydrologic Engineering Center (HEC) dello U.S. Army Corp of Engineers di Davis, California, ha sviluppato un programma al calcolatore HEC3. Una versione precedente del programma, HEC 2, può essere scaricata gratuitamente da INTERNET (<http://www.hec.usace.army.mil/software/>). Sebbene sia semplice da usare, bisogna tenere presente che i risultati dipendono dalla qualità dei dati in ingresso.

La figura 3.16 illustra come varia il salto con le portate in un caso reale e quale sia l'influenza sulla potenza erogata a varie portate.

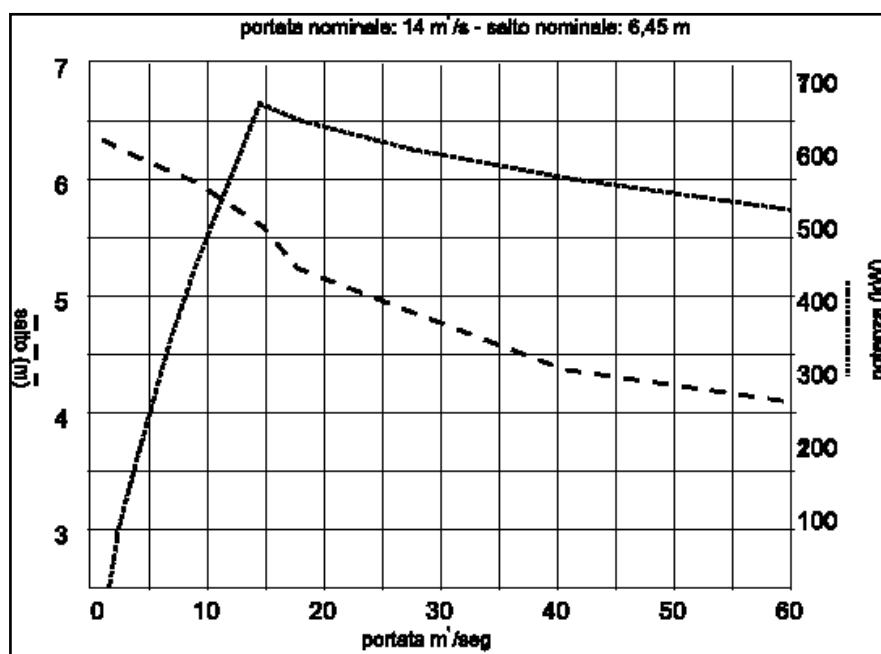


Figura 3.16: Variazione del salto con la portata

### 3.6.2 Esercizio ore piene/ore vuote

Il prezzo dell'energia elettrica nelle ore di punta (ore piene) è di gran lunga maggiore rispetto a quello delle ore non di punta (ore vuote). Da qui nasce l'interesse di realizzare una vasca di carico o un bacino grande a sufficienza ad invasare l'acqua necessaria per far funzionare l'impianto prevalentemente nelle ore piene.

Per il calcolo di questo volume si assume che:

$$Q_R = \text{portata del fiume (m}^3/\text{s)}$$

$$Q_D = \text{portata d'impianto (m}^3/\text{s)}$$

$$Q_P = \text{portata occorrente per funzionare in ore piene}$$

$$Q_{OP} = \text{portata occorrente per funzionare in ore vuote}$$

$$t_P = \text{ore piene giornaliere}$$

$$t_{OV} = \text{ore vuote giornaliere (24 - t}_P\text{)}$$

$$Q_{res} = \text{DMV (m}^3/\text{s)}$$

$Q_{\min}$  = portata minima d'impianto ( $\text{m}^3/\text{s}$ )  
 $H$  = salto (m)

Il volume  $V_R$  cercato sarà dato da:

$$V_R = 3.600 \cdot t_P \cdot (Q_P - (Q_R - Q_{\text{res}}))$$

Se il bacino si riempie nelle ore vuote:

$$t_P (Q_P - (Q_R - Q_{\text{res}})) \leq t_{OP} (Q_R - Q_{\text{res}}) \quad \text{e perciò}$$

$$Q_P \leq \frac{t_{OP} - t_P}{t_P} (Q_R - Q_{\text{res}})$$

La portata disponibile per il funzionamento in ore vuote sarà:

$$Q_{OP} = \frac{24(Q_R - Q_{\text{res}}) - t_P Q_P}{t_{OP}} > Q_{\min}$$

### 3.7 Fornitura continua di energia

Un impianto ad acqua fluente non può garantire, in generale, una fornitura continua di energia. Al contrario, un gruppo di piccoli impianti ad acqua fluente posti in diversi bacini di un paese possono dare questa garanzia, poiché i periodi di magra possono non verificarsi contemporaneamente.

Se un piccolo impianto è stato progettato per fornire energia a un'area isolata, la portata d'impianto dovrebbe essere quella che nella curva delle durate abbia una probabilità di superamento del 90-95% almeno. Anche in queste condizioni, comunque, la fornitura di energia non può essere garantita per il 90% del tempo, perché la FDC è riferita al lungo periodo e non vale necessariamente negli anni poco piovosi. Qualora un piccolo impianto idroelettrico sia stato sviluppato per fornire energia a una rete isolata, la garanzia di continuità della produzione è estremamente importante, perché l'impossibilità di coprire una domanda di carico può causare il fuori servizio totale della rete (black-out).

### 3.8 Piene

L'acqua è il combustibile degli impianti idroelettrici, ma in occasione delle piene le portate elevate possono costituire una minaccia per tutte le strutture presenti nel letto del fiume. Per questo le indagini idrologiche devono essere indirizzate non solo a valutare la disponibilità di acqua per la produzione, ma anche la frequenza e la gravità degli eventi di piena, così da poter progettare adeguati sistemi di protezione e controllo per le piene.

Per una certa struttura si definisce "piena di progetto" la portata che questa struttura è in grado di sopportare senza subire danni gravi.

La piena di progetto dovrebbe essere caratterizzata non solo dal valore del picco di portata, ma anche da un idrogramma che mostri l'andamento della portata nel tempo.

#### 3.8.1 Piene di progetto

È importante distinguere tra il massimo afflusso di piena e la massima capacità di scarico degli organi di sicurezza, dal momento che nei bacini hanno luogo significativi effetti di laminazione.

Per bacini con dighe che sono a forte rischio di piena di solito si utilizzano due criteri differenti:

1. *massimo afflusso di piena* che la struttura è in grado di sopportare senza rischio che si danneggino le strutture della diga. Questa piena è di solito definita come Massima Piena Probabile (PMF).
2. *piena di normale esercizio* che la struttura è in grado di sopportare senza uscire dalle normali condizioni di esercizio. Questa piena viene solitamente definita come la portata di piena con un certo tempo di ritorno.

Invece per dighe a medio e basso rischio le prescrizioni non considerano gli effetti di laminazione del bacino e richiedono che la capacità di scarico ecceda il massimo picco di piena con uno specifico tempo di ritorno, tipicamente compreso tra 100 e 1000 anni.

I requisiti relativi alle piene di progetto sono solitamente specificati nella legislazione nazionale o nelle norme tecniche e distinguono tra strutture ad alto, medio o basso rischio. Nella tabella 3.3 sono indicati alcuni tipici requisiti per le piene di progetto.

**Tabella 3.3: Tipici criteri per le piene di progetto**

Strutture	Piena di progetto
<b>Alto rischio</b>	<u>Massimo afflusso di piena:</u> massima piena probabile o simili in alternativa piena di 10.000 anni <u>Piena di normale esercizio:</u> Piena di 1000 anni
<b>Medio rischio</b>	Piena da 100 a 1000 anni
<b>Basso rischio</b>	Tipicamente viene utilizzata la piena di 100 anni, anche se in alcuni paesi non sono richiesti requisiti di legge specifici

Una piena di 100 anni presenta una probabilità annuale di verificarsi di 1/100. In altre parole il Tempo di Ritorno è l'inverso della frequenza. Nella tabella 3.4 è riportata la probabilità che un evento con una certa probabilità di accadimento si verifichi entro un certo lasso di tempo.

**Tabella 3.4: probabilità di accadimento di un evento**

Tempo di ritorno	10 anni	50 anni	100 anni	200 anni
0,01 (100)	9,6 %	39 %	63 %	87 %
0,001 (1 000)	1 %	5 %	9,5 %	18 %
0,0001 (10 000)	0,1 %	0,5 %	1 %	2 %

L'ottimizzazione economica del tempo di ritorno della piena di progetto per una certa diga, che tenga conto del costo marginale dell'incremento della capacità di scarico e del costo dell'eventuale crollo della diga, è di solito maggiore di 100 anni anche per dighe a basso rischio.

### 3.8.2 Analisi statistica dei dati di piena

Ci sono due metodologie di base per arrivare a definire la piena di progetto:

- l’analisi statistica dei dati di portata registrati
- la modellazione idrologica del bacino idrografico.

Generalmente l’analisi statistica viene utilizzata per le strutture meno importanti, in situazioni dove non ci sia il rischio di conseguenze drammatiche per le vite umane e per le infrastrutture, mentre la modellazione idrologica è necessaria in presenza di dighe rilevanti e collocate in contesti a rischio.

L’obiettivo della modellazione idrologica è quello di arrivare a definire la massima piena probabile, o un parametro simile, per poter progettare di conseguenza lo sbarramento e lo sfioratore. L’analisi di frequenza è un metodo statistico usato per calcolare la probabilità che un evento accada sulla base di una serie di eventi precedenti.

La tecnica che viene usata per stimare il periodo di ritorno è semplice ed è basata su dati annuali di portata massima. Per poterla applicare bisogna scegliere una distribuzione di probabilità che si adatti a descrivere il fenomeno. Generalmente l’utilizzo di una distribuzione logPearson Tipo III è consigliato in quanto consente di considerare una distribuzione di probabilità non simmetrica rispetto al valore medio, che in idrologia è la situazione tipica. Altrimenti un’altra distribuzione molto utilizzata è la lognormal.

La distribuzione non simmetrica viene espressa tramite un coefficiente asimmetrico.

La distribuzione LogPearson III e il calcolo del coefficiente asimmetrico sono molto sensibili se si dispone di pochi dati. Pertanto è raccomandabile utilizzare un coefficiente asimmetrico modificato, basato non solo sui dati disponibili, ma che tenga conto della conoscenza delle caratteristiche della zona per cui lo si calcola.

Nei metodi grafici, i dati annuali di portata massima vengono disposti in ordine crescente e successivamente rappresentati su un grafico semilogaritmico sulla base della distribuzione scelta. Solitamente in ordinata si rappresenta il valore e in ascissa la probabilità. I dati dovrebbero risultare disposti, quanto più possibile, lungo una linea retta. Il grafico può poi essere utilizzato per successive operazioni di estrapolazione o comparazione.

Se si effettua un’estrapolazione, l’effetto degli errori viene amplificato e pertanto è necessario essere prudenti.

Nel metodo analitico vengono calcolati il valore medio, la deviazione standard e il coefficiente asimmetrico (in caso si usi la logPearson III) del valore logaritmico dei dati di portata. Sulla base della frequenza scelta, un fattore di frequenza viene letto dal diagramma. Il logaritmo della piena corrispondente a una certa frequenza viene calcolato come il valore medio più la deviazione standard moltiplicata per il corrispondente fattore di frequenza. Infine il logaritmo viene convertito in valore reale di portata.

Entrambi i metodi sono spiegati più dettagliatamente nei manuali d’idraulica. Viene fornito un esempio dimostrativo del calcolo della piena di 100 anni applicando il metodo analitico alle distribuzioni lognormal e logPearson III sulla base delle seguenti serie di dati annuali di portata massima:

Portata (m <sup>3</sup> /s)	<b>0</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>
<b>1970-</b>	65	32	45	87	34	29	26	35	42	41
<b>1980-</b>	36	29	55	46	31	26	34	31	39	61

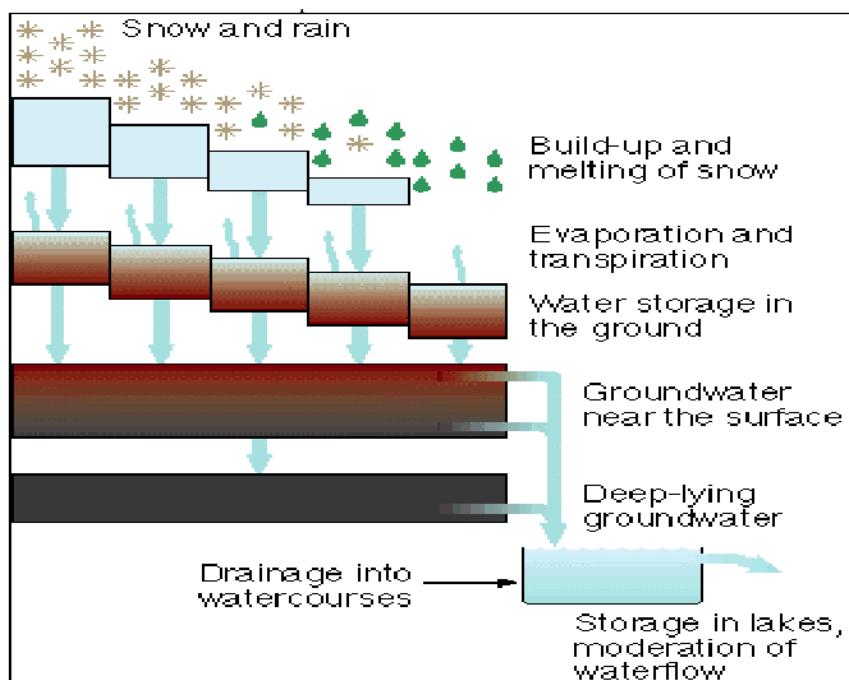
### I passaggi sono i seguenti:

1. calcolare il logaritmo dei valori di portata
2. calcolare la media dei logaritmi
3. calcolare la deviazione standard dei logaritmi
- (3b calcolare il fattore asimmetrico per la logPearson III)
4. leggere il fattore di frequenza per la probabilità desiderata
5. calcolare il logaritmo della piena di 100 anni
6. convertire il logaritmo in valore reale della portata.

La piena di 100 anni è stimata in  $83 \text{ m}^3/\text{s}$  utilizzando la distribuzione LogNormal, mentre risulta di  $103 \text{ m}^3/\text{s}$  (circa il 25% più alta) utilizzando la distribuzione logPEarson III. Quale valore è più corretto? Questo esempio dimostra che anche se i metodi sono semplici, è necessaria una buona esperienza professionale per applicarli correttamente e per scegliere quale applicare.

#### 3.8.3 Modellazione idrologica del bacino imbrifero

Per definire la piena di progetto attraverso la modellazione idrologica, bisogna inserire un dato di precipitazione di progetto in un modello idrologico che tiene conto di molte componenti. La precipitazione di progetto viene combinata con altri fattori critici come l'umidità del suolo, lo scioglimento delle nevi, la circolazione sotterranea delle acque, etc. Si tratta di una metodologia che è opportuno far utilizzare da esperti.



**Figura 3.15: Componenti di un modello idrologico**

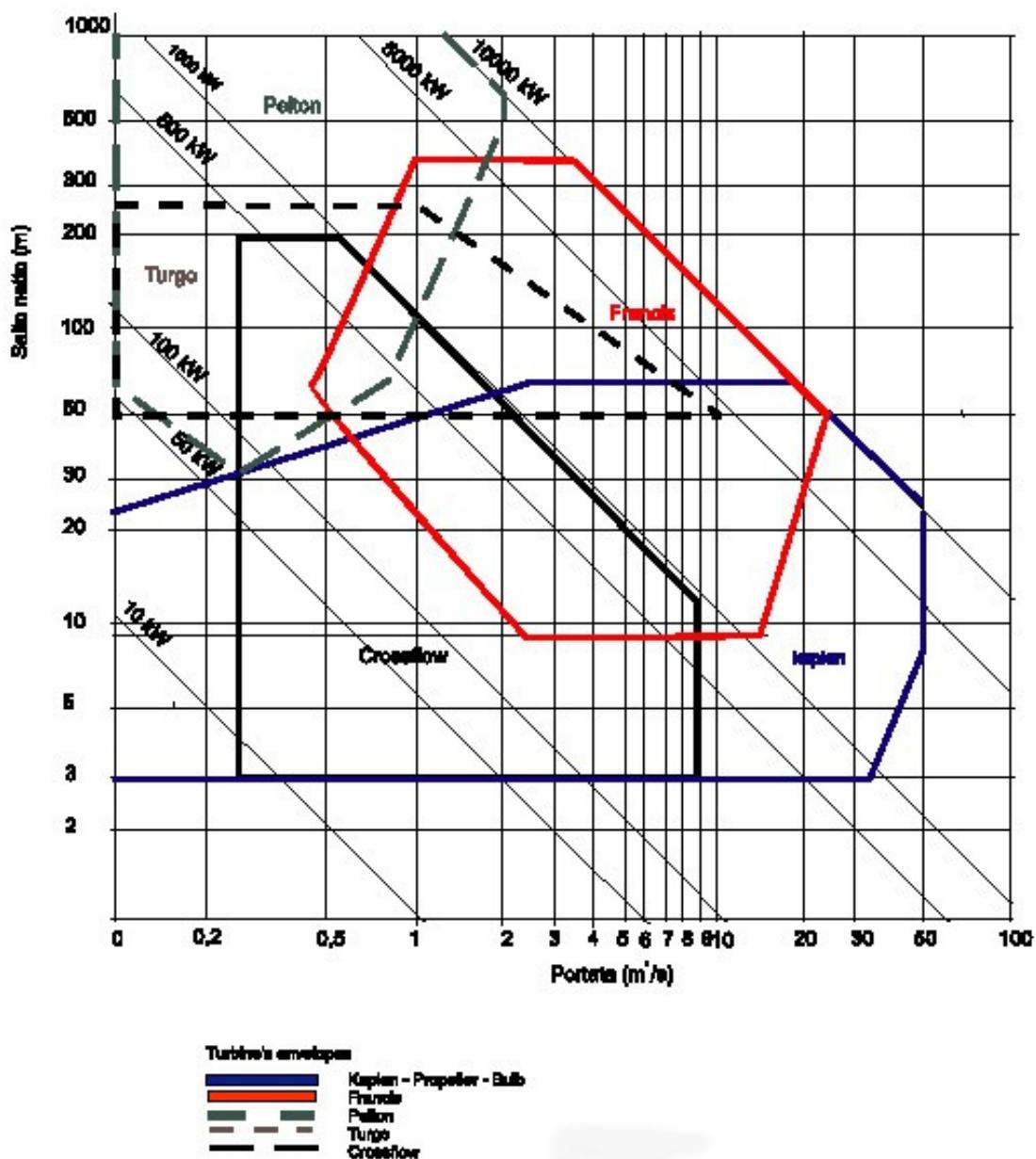


Figura 3.18: Campo d'esercizio delle turbine

**Bibliografia**

1. José Llamas, “Hidrología General. Principios y Aplicaciones”. Servicio Editorial de la Universidad del País Vasco, 1933.
2. ISO 1100-1: 1996 “Measurement of liquid flow in open channels. Part 1: Establishment and operation of a gauging station”.
3. ISO/DIS 110-2 “Measurement of liquid flow in open channels – Part 2: Determination of the stage-discharge relation” (revision of ISO 1100-2: 1982).
4. ISO 2537: 1988 “Liquid flow measurement in open channels – Rotating element currentmeters”.
5. ISO 955-1: 1994 “Measurement of liquid flow in open channels – Tracer dilution methods for the measurement of steady flow – Part 1: General”.
6. ISO 3846: 1989 “Liquid flow measurement in open channels by weirs and flumes – Rectangular broad-crested weirs”.
7. ISO 3847: 1977: “Liquid flow measurement in open channels by weirs and flumes – End-depth method for estimation of flow in rectangular channels with a free overfall”.
8. ISO 4359-1983 “Liquid flow measurement in open channels: Rectangular, trapezoidal and Ushaped flumes”.
9. ISO 4360: 1984 “Liquid flow measurement in open channels by weirs and flumes – Triangular profile weirs”.
10. ISO 4362: 1992 “Measurement of liquid flow in open channels – Trapezoidal profile”

---

<sup>1</sup> Autori: Jonas Rundqvist (SERO), Bernhard Pelikan (ÖVFK), Vincent Denis (MHyLab) e Celso Penche (ESHA)

## CAPITOLO 4. METODOLOGIE DI VALUTAZIONE DEL SITO

4. METODOLOGIE DI VALUTAZIONE DEL SITO.....	72
4.1 Introduzione.....	72
4.2 Cartografia .....	72
4.3 Indagini geotecniche.....	73
4.3.1 Metodologie da utilizzare .....	74
4.3.2 Metodologia: lo studio di un caso pratico .....	75
4.3.2.1 La Diga .....	75
4.3.2.2 Canale a pelo libero .....	77
4.3.2.3 Il canale in galleria .....	78
4.3.2.4 La Centrale .....	81
4.4 Imparare dagli errori .....	82

### ELENCO FIGURE

Figura 4.1: Rappresentazione schematica del sito.....	75
Figura 4.2: Posizione della diga e struttura dei versanti.....	76
Figura 4.3: Sezione geologica della formazione colluviale.....	76
Figura 4.4: Schema geomorfologico del tracciato del canale.....	76
Figura 4.5: Sezione schematica del tunnel sotto il colluvio .....	79
Figura 4.6: Rivestimento in calcestruzzo che delinea la sezione del canale .....	79
Figura 4.7: Schema della faglia di compressione presente nella galleria La Rienda .....	81
Figura 4.8: Risultati dell'operazione di jet-grouting .....	82
Figura 4-9 Schema del canale di Ruahihi.....	83
Figura 4.10: Vista longitudinale dell'impianto di La Marea.....	85
Figura 4.11: Vista in pianta dell'impianto di La Marea.....	85

## 4. METODOLOGIE DI VALUTAZIONE DEL SITO<sup>1</sup>

### 4.1 Introduzione

Disporre di un salto e di una portata adeguati è il requisito necessario per produrre energia idroelettrica. Di conseguenza la selezione di un sito per l'utilizzo idroelettrico è subordinata alla valutazione di entrambi questi fattori.

Il Capitolo 3 illustra le metodologie utilizzabili per la valutazione della portata disponibile per la produzione di energia. In questo capitolo sono presentate le metodologie su cui si basa la selezione di un sito idoneo per sviluppo di un impianto idroelettrico.

Il salto lordo può essere facilmente stimato o tramite rilievi topografici in campo o con l'utilizzo di un GPS o con tecniche ortofotogrammetriche. Una volta noto questo, il salto netto può essere determinato grazie all'applicazione dei principi di idraulica illustrati nel Capitolo 2.

In ogni caso, la scelta della soluzione tecnica più appropriata per il sito è il frutto di un lungo processo iterativo, dove gli elementi più importanti sono rappresentati dai vincoli topografici ed ambientali. Per questo motivo un'approfondita conoscenza di alcuni principi base è indispensabile per evitare pericolosi errori nella realizzazione dell'impianto.

Le tecnologie per eseguire rilievi stanno subendo un cambiamento rivoluzionario e l'utilizzo di quelle precedentemente citate può essere di grande aiuto per la progettazione dell'impianto e per la riduzione dei costi.

### 4.2 Cartografia

Nei paesi industrializzati sono solitamente disponibili carte topografiche in scala adatta agli scopi che qui ci si prefigge. Nei paesi della UE il territorio è già stato digitalizzato o è in corso di digitalizzazione e cartografia in scala maggiore di 1:5.000 è già disponibile, mentre nei paesi in via di sviluppo nella migliore delle ipotesi sono disponibili mappe in scala 1:25.000.

Le fotografie aeree dei luoghi possono sostituire le mappe se queste non sono disponibili ad una scala adeguata. Tuttavia le fotografie aeree si differenziano dalle mappe per un aspetto importante. Una carta topografica è caratterizzata da una scala uniforme o variabile in maniera controllata (a seconda del tipo di proiezione scelta). Le fotografie aeree, invece, non hanno una scala costante o uniformemente variabile. Trascurando le imperfezioni delle lenti, che per gli scopi pratici si possono ritenere trascurabili, sono due i fattori principalmente responsabili delle variazioni nella scala di una fotografia:

1. il fatto che il terreno non sia mai, per quanto piano, orizzontale e
2. l'inclinazione dell'asse ottico della macchina fotografica.

Le fotocamere moderne sono in grado di correggere la distorsione provocata dall'inclinazione dell'asse. Inoltre le fotografie aeree possono essere viste stereoscopicamente o in tre dimensioni. L'effetto stereoscopico consente al geologo di identificare i vari tipi di roccia, di determinare le strutture geologiche e di individuare fenomeni di instabilità dei versanti e all'ingegnere di acquisire informazioni per la costruzione dello sbarramento, dei canali a pelo libero e della condotta forzata.

A seconda dell'accuratezza richiesta, le fotografie digitalizzate possono essere georeferenziate (collegate ad un sistema di coordinate e ad una proiezione cartografica) e ortorettificate. La distorsione provocata dalla lente può essere corretta utilizzando punti di controllo sul terreno, dati provenienti da rilievi topografici in campo o dati rilevati con GPS. Questo è un metodo di ortorettificazione delle fotografie aeree efficace e poco costoso. Con le ortofoto digitali ci si può attendere una risoluzione che varia da 30 cm fino ad un metro. Le foto digitali possono essere stampate o salvate su supporti informatici (CD rom).

Tramite queste mappe è possibile decidere dove collocare il punto di presa, il canale a pelo libero o la condotta forzata e l'edificio della centrale, con una precisione sufficiente per gli studi di fattibilità ed persino per la successiva fase di richiesta di offerte per l'appalto dei lavori di costruzione. Con le fotografie stereoscopiche possono spesso essere individuati alcuni problemi legati alla geologia della zona, specialmente quelli relativi alla stabilità dei versanti che sono causa di situazioni di pericolo.

### 4.3 Indagini geotecniche

Molto spesso si sottovaluta l'importanza di condurre indagini geologiche dettagliate sul sito di studio, con conseguenze in molti casi spiacevoli: infiltrazione sotto la traversa, smottamenti dei canali a pelo libero, etc. Per fortuna, negli stati dell'UE ed in molte altre nazioni al mondo le carte geologiche disponibili consentono di valutare in prima approssimazione la sicurezza delle fondazioni degli sbarramenti, la stabilità dei versanti e la permeabilità del terreno. In ogni caso queste informazioni di carattere generale è bene siano integrate con sondaggi e campionamenti sul posto.

Le opere idrauliche devono essere impostate su terreni di fondazione con pendenze e ampiezze adeguate, non soggetti a problemi di stabilità. C'è un gran numero di *software* per la valutazione della stabilità di versante, che vanno dai semplici modelli bidimensionali fino a sofisticate analisi tridimensionali dotate di interfacce grafiche a colori. L'elenco degli errori, specialmente nella progettazione dei canali, è così lungo che non si può non raccomandare nelle fasi preliminari del progetto di effettuare un minimo di studio geomorfologico del terreno. Il problema è particolarmente sentito negli impianti d'alta montagna, dove la costruzione può avvenire in zone con forte alterazione superficiale caratterizzate da diversi fenomeni geomorfologici come la fessurazione del suolo, la soliflussione, scivolamenti rotazionali e planari, frane.

La traversa di derivazione e l'invaso da essa creato possono essere influenzate dall'instabilità delle formazioni superficiali presenti sul posto, ma allo stesso tempo la presenza medesima dell'invaso può influenzare queste formazioni. Se la traversa viene fondata su un terreno non consolidato, la variazione del livello dell'acqua può generare l'instabilità dei versanti del bacino soggetti all'escursione di livello.

Lungo il tracciato dei canali a pelo libero possono essere presenti alcune caratteristiche geomorfologiche che producono effetti negativi, le quali, assieme ad una forte pendenza delle sponde, possono portare ad una potenziale instabilità. La presenza di formazioni colluviali, prodotte dall'azione meccanica superficiale degli agenti meteorici sulle masse rocciose, e di processi di soliflussione, caratteristici degli ambienti di alta montagna dove il sottosuolo è stagionalmente o perennemente saturo d'acqua, sono infatti tra i fattori che possono compromettere la stabilità dei canali.

Per queste opere si raccomandano, tra gli altri, l'esecuzione di drenaggi accurati, la costruzione di gradonature di consolidamento e la gunitatura.

Al termine del canale, la camera di carico funge da piccolo bacino per la condotta forzata. Spesso le autorità preposte richiedono che qualsiasi struttura di contenimento dell'acqua sia soggetta alle verifiche di stabilità, indipendentemente dalla sua configurazione.

Il tracciato della condotta forzata, di solito realizzato in forte pendenza, pone dei problemi sia per la realizzazione dei blocchi di ancoraggio che per l'impatto visivo.

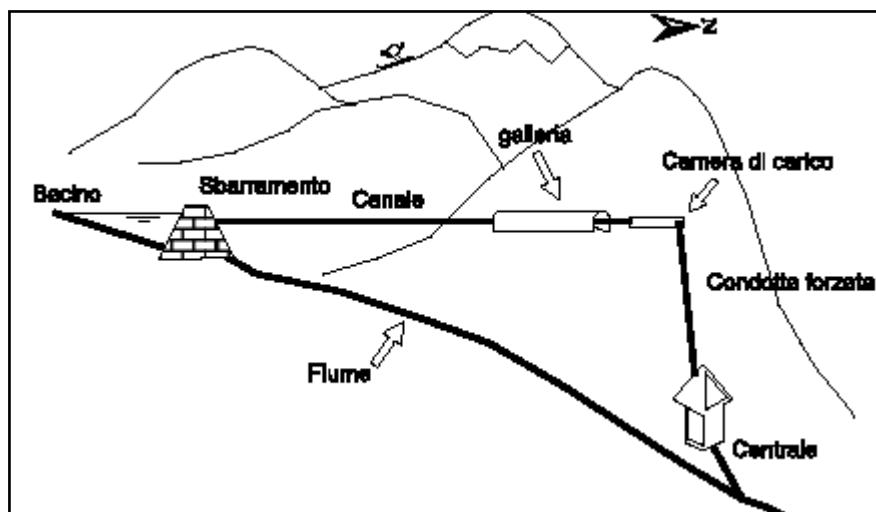
A fondo valle, molto spesso costruita su un antico terrazzo alluvionale, la centrale e le relative fondazioni sono affette da problemi che possono essere attualmente risolti con la tecnica del jet-grouting (vedere paragrafo 4.3.2.4).

#### 4.3.1 Metodologie da utilizzare

Nell'ambito delle scienze geologiche, esiste un ampio spettro di tecniche geomorfologiche che si possono utilizzare per questi scopi, alcune delle quali sono brevemente descritte di seguito:

- **Fotogeologia.** Come detto più sopra la fotogrammetria, alle scale da 1:10.000 a 1:5.000 consente al geologo di identificare i tipi di roccia, determinare le strutture geologiche ed individuare le instabilità di versante.
- **Carte geomorfologiche.** I risultati dell'analisi fotogrammetrica assieme agli esiti dei rilievi in campo portano alla stesura della Certa Geomorfologica. Questa carta è basata su di una mappa topografica, in scala da 1:10.000 a 1:5.000, e ha lo scopo di evidenziare, mediante opportuni simboli, tutte le formazioni superficiali che interessano le opere idrauliche progettate.
- **Analisi di laboratorio.** Le prove di laboratorio tradizionali, come quelle di determinazione della granulometria, limiti di Atterberg, consolidazione triassiale, facilitano la classificazione delle formazioni superficiali da includere nella carta geomorfologica.
- **Studi geofisici.** Un'indagine geofisica elettrica o sismica (a rifrazione) può consentire una migliore conoscenza dello spessore delle formazioni superficiali, della posizione della superficie di scivolamento, della circolazione idrica sotterranea e della consistenza volumetrica di formazioni potenzialmente instabili.
- **Analisi geologica strutturale.** Anche se non è propriamente una tecnologia geomorfologica, essa può risolvere problemi alla scala del bacino imbrifero e in quei casi dove i condotti di adduzione debbano attraversare ammassi rocciosi. La stabilità delle rocce e la filtrazione sotto le fondazioni delle opere idrauliche sono problemi che possono essere risolti con questa metodologia, evitando drammatici incidenti in fase d'esercizio.
- **Indagini dirette - Perforazioni.** Queste indagini sono poco comuni per piccoli impianti. Tuttavia quando la diga o la traversa debbono essere fondate su strati non consolidati, è essenziale un programma di perforazioni seguite da test di laboratorio sui campioni estratti. Le prove più importanti sono:
  - prove di permeabilità in foro, come la prova di Lugeon o Test a Bassa Pressione, per definire la circolazione idrica al livello della fondazione;
  - prove per determinare la resistenza a compressione dei campioni e per definirne le caratteristiche.

Complementare alle prove descritte, nel caso di dighe di notevole altezza, è l'esecuzione di prove geosismiche a rifrazione per stabilire il modulo di deformazione dinamica dell'ammasso roccioso in profondità.



**Figura 4.1: Rappresentazione schematica del sito**

#### 4.3.2 Metodologia: lo studio di un caso pratico

Un breve resoconto delle tecniche geomorfologiche usate all'impianto di Cordiñanes, un impianto ad alta caduta nel Massiccio Centrale di Picos de Europa (Leon, Spagna), fornirà un esempio dimostrativo degli scopi degli studi menzionati più sopra. La figura 4.1 è una rappresentazione schematica dell'impianto che comprende:

- una diga a gravità alta 11,5 m sul punto più basso della fondazioni
- un bacino d'accumulo con capacità di 60.000 m<sup>3</sup>
- un canale a pelo libero lungo 2.475 m di cui 776 in galleria
- un canale di carico alla fine del tunnel
- una condotta forzata di diametro 1,4 m, lunga 650 m e con un dislivello di 190 m
- una centrale.

##### 4.3.2.1 La Diga

La normativa internazionale richiede che sia presa in esame la stabilità delle fondazioni su roccia quando vi sia la possibilità di crollo per errore di taglio diretto o ogniqualvolta lo scivolamento possa verificarsi lungo punti di giunzione o faglie. Se necessario si deve procedere ad ulteriori scavi in roccia o ad ancoraggi degli ammassi rocciosi.

La Figura 4.2 mostra la posizione della diga e la struttura completamente differente dei due versanti: il sinistro, più ripido, presenta un orizzonte di argilloscisti con andamento subverticale, mentre al destro, meno ripido, è associata una formazione colluviale.

La figura 4.3 mette in evidenza la complessità geologica della formazione colluviale. Il sondaggio B-1 rivela l'esistenza di un terrazzo alluvionale sotto la coltre colluviale. Ogni formazione si comporta in maniera diversa rispetto alle esigenze dettate dalle fondazioni della diga.

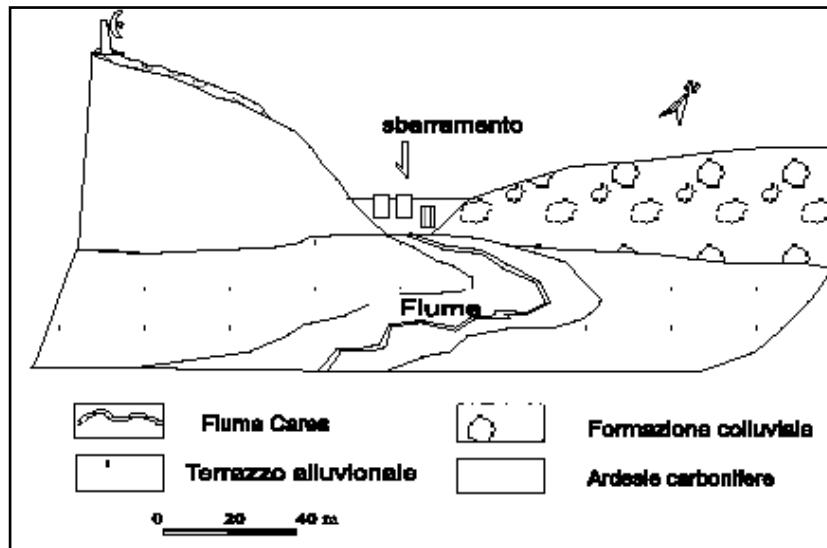


Figura 4.2: Posizione della diga e struttura dei versanti

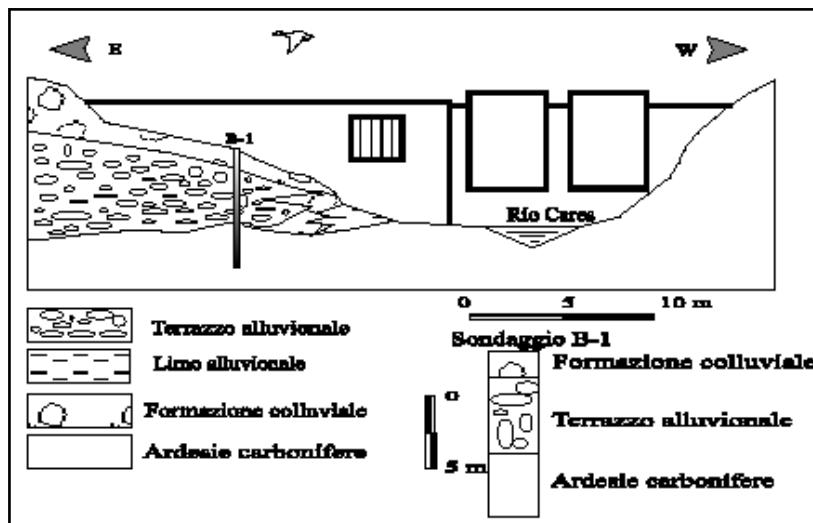


Figura 4.3: Sezione geologica della formazione colluviale

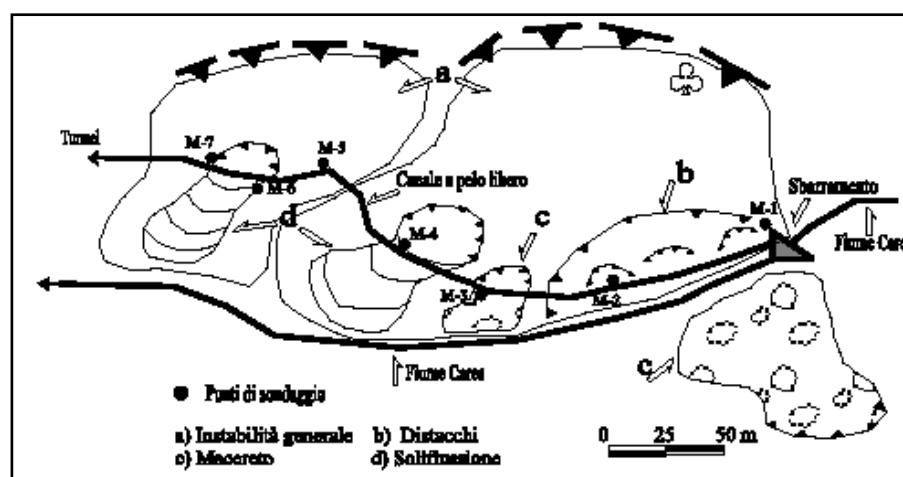


Figura 4.4: Schema geomorfologico del tracciato del canale

#### 4.3.2.2 Canale a pelo libero

La Figura 4.4 illustra lo schema geomorfologico del tracciato del canale. Si evidenziano ampie zone instabili indipendenti (b e c) in sponda destra. Le fotografie 4.1 e 4.2 riportano una panoramica del versante destro, le instabilità locali provocate nel corso dei lavori di scavo ed un dettaglio di una di queste instabilità. Nella fotografia 4.3 si vede invece una delle scarpate in fase di scivolamento prima dell'inizio dei lavori.



**Foto 4.1: Vista panoramica del versante destro**



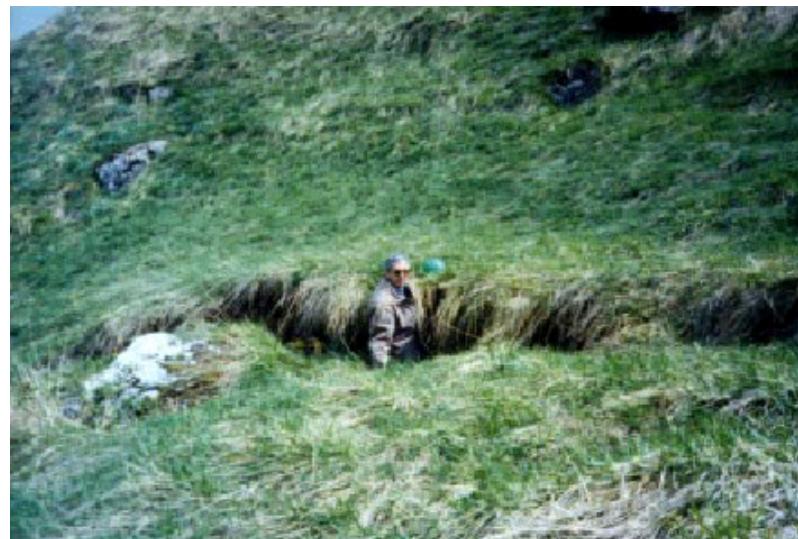
**Foto 4.2: Instabilità locali provocate nel corso dei lavori di scavo**

Le fondazioni del canale dovevano soddisfare due requisiti:

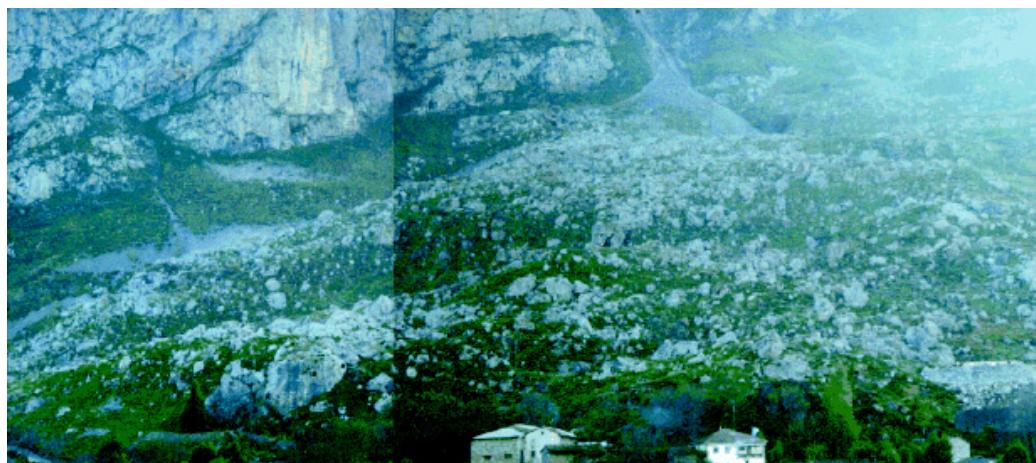
- essere stabili: i canali sono strutture rigide che non consentono deformazioni;
- essere permeabili: i canali sopportano malamente spinte e sottopressioni.

Lo scopo dello studio geologico era quello di evitare assestamenti e di progettare un adeguato sistema di drenaggio, per ridurre le sottospinte e le tensioni interstiziali.

Pertanto esso si è concluso con l'indicazione degli interventi idonei a garantire la stabilità ed eliminare le sottopressioni.



**Foto 4.3: Scarpata in fase di scivolamento già prima dell'inizio dei lavori**



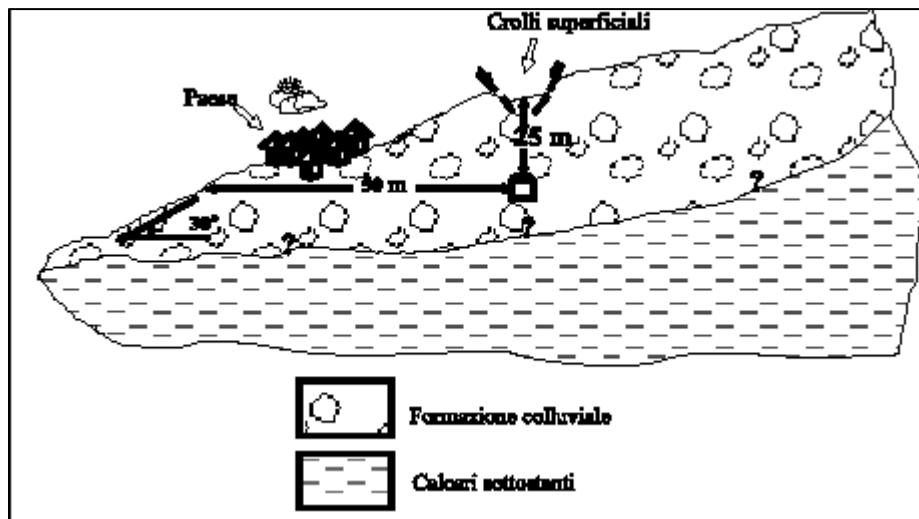
**Foto 4.4: Vista panoramica del colluvium di Cordiñanes,  
sotto il quale corre la galleria**

#### 4.3.2.3 Il canale in galleria

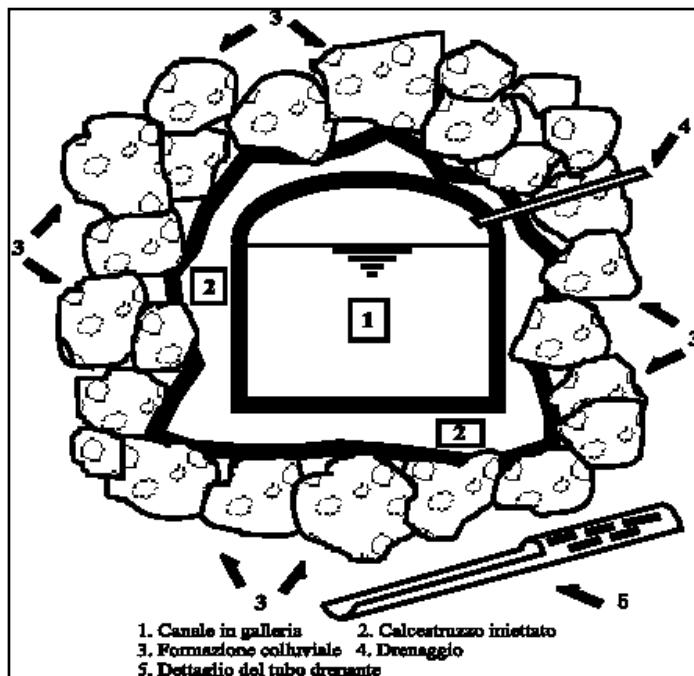
La costruzione del tunnel doveva soddisfare i seguenti requisiti:

- lo scavo era condizionato dalle formazioni geologiche da attraversare, fossero esse ammassi rocciosi o formazioni superficiali;
- il tunnel, trattandosi di un canale, doveva essere stabile e a tenuta d'acqua. Di conseguenza, si dovevano conoscere in dettaglio le formazioni geologiche da attraversare.

La Fotografia 4.4 mostra il la formazione colluviale di Cordiñanes sotto la quale corre la galleria. La Figura 4.5 riporta una sezione schematica del tunnel sotto il colluvio e la figura 4.6 mostra il rivestimento in calcestruzzo che dà la conformazione finale alla sezione del canale.



**Figura 4.5: Sezione schematica del tunnel sotto il colluvio**



**Figura 4.6: Rivestimento in calcestruzzo che delinea la sezione del canale**

I lavori di scavo sono stati molto difficoltosi a causa della grande varietà ed eterogeneità dei blocchi, che variavano dalle dimensioni di semplici pietre fino a massi di diversi metri cubi di volume. L'uso massiccio d'esplosivo non era consentito e l'uso di apparecchiature per perforazione ("talpe") non è stato possibile. Lo scavo è quindi dovuto procedere metro dopo metro, con micro cariche di esplosivo per ridurre le dimensioni dei blocchi che non potevano essere rimossi con mezzi convenzionali (Foto 4.5).

Il rivestimento in calcestruzzo è stato anch'esso difficoltoso, la zona 2 di figura 4.6 è stata riempita iniettando cemento. Questa iniezione, infatti, non ha solo riempito i vuoti, ma ha anche rafforzato la struttura portante del canale e consolidato il debole terreno attorno al tunnel.

Poiché il terreno era molto permeabile, è stato messo in opera un sistema di drenaggio per ridurre le pressioni laterali e le sottopressioni.

La costruzione di gallerie in ammassi rocciosi deve tenere conto di due caratteristiche geologiche importanti:

- la variazione litologica lungo il tracciato, che influenza in modo decisivo il metodo costruttivo da utilizzare;
- la stabilità strutturale dell'ammasso lungo il tracciato. Anche se l'ammasso è litologicamente coerente, la distribuzione delle discontinuità potenziali (piani di stratificazione, giunti, fessure) è ben lontana dall'essere omogenea. Ancora una volta quindi la conoscenza di tutte queste discontinuità deve essere basata su di uno studio geologico dettagliato.

Il progettista, oltre alle relativamente piccole discontinuità citate, deve fare i conti anche con le grandi discontinuità tettoniche (faglie, faglie inverse, curvature), che incidono non solo sull'esecuzione dell'opera, ma anche sul futuro funzionamento del canale.



Foto 4.5: Vista dei lavori di costruzione della galleria

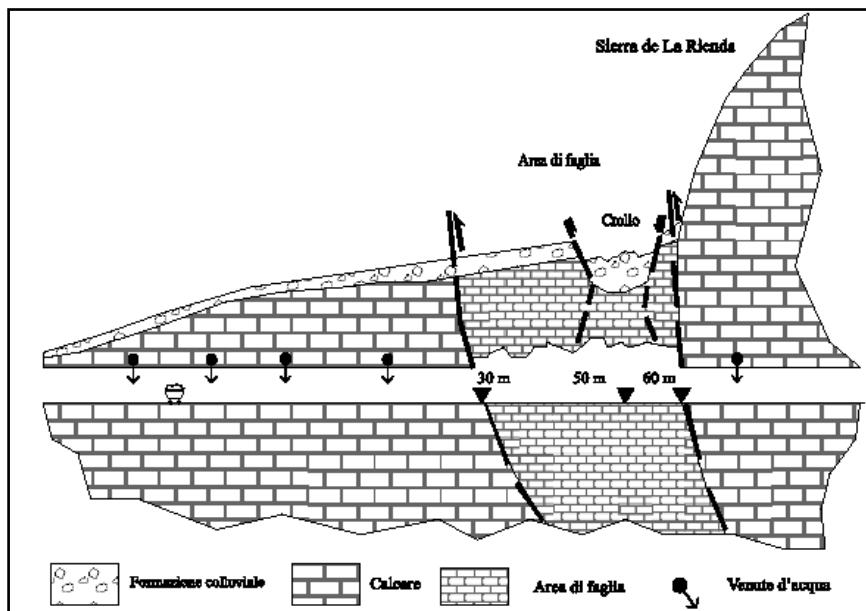


Foto 4.6: Vista del rivestimento della galleria



Foto 4.7 Vista del rivestimento della galleria

La figura 4.7 riporta una faglia di compressione nel tunnel la Rienda, il secondo tratto del tunnel di Cordiñanes, in prossimità del bacino di carico costruito allo sbocco della galleria. A causa degli sforzi e delle deformazioni subite in passato dalla roccia, essa risulta completamente alterata. Il comportamento durante lo scavo fu naturalmente molto diverso da quello degli altri ammassi rocciosi. Solo la preventiva conoscenza della presenza di questa faglia ha consentito lo scavo della galleria senza imprevisti. Come mostrano le fotografie 4.6 e 4.7 la struttura di sostegno installata durante la costruzione della galleria è molto differente in questa zona da quella utilizzata nel resto dell'opera.



**Figura 4.7: Schema della faglia di compressione presente nella galleria La Rienda**

#### 4.3.2.4 La Centrale

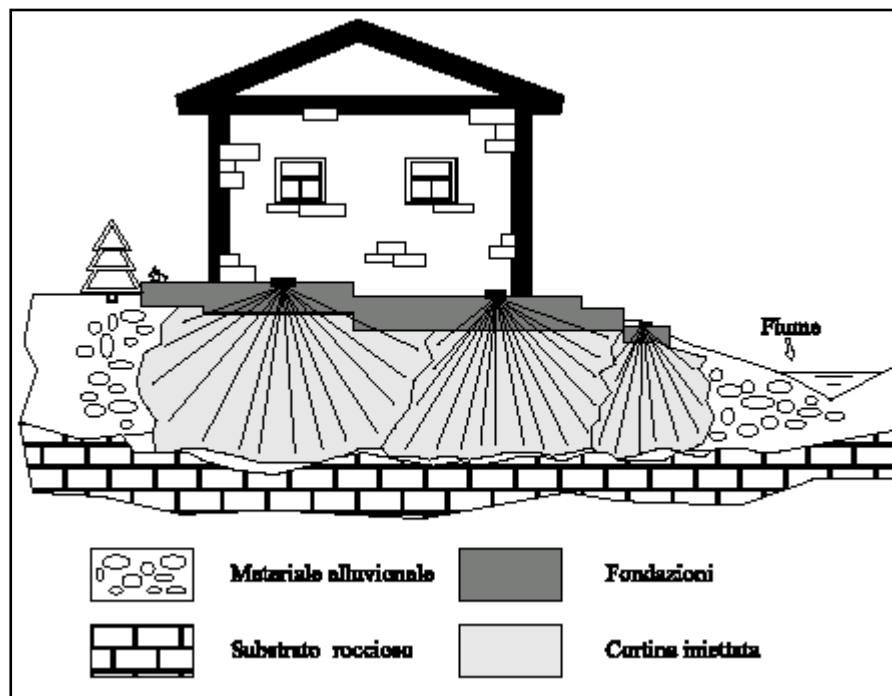
A causa della presenza dei gruppi idroelettrici, macchinari pesanti e ingombranti, la stabilità della centrale deve essere assoluta e gli assestamenti evitati del tutto.

Se la centrale ha le fondamenta sulla roccia, lo scavo deve spingersi al di sotto dello strato superficiale alterato fino a potersi fondare su roccia sana. Se la centrale è collocata nelle vicinanze delle rive del corso d'acqua su un terrazzo alluvionale che non offre un buon terreno di fondazione, esso deve essere rinforzato.

Le tradizionali iniezioni di cemento sono spesso difficoltose ed in ogni caso non danno risultati soddisfacenti quando il terreno è eterogeneo e permeabile, come sui terrazzi alluvionali.

Una nuova tecnica d'iniezione, il *jet-grouting*, può garantire un adeguato consolidamento del terreno sostituendo i sedimenti alluvionali con una cortina iniettata. Questa tecnica, utilizzata ampiamente dal DOE (Dipartimento dell'energia degli USA) per intercettare le filtrazioni nei serbatoi sotterranei di rifiuti tossici è comunque a tutt'oggi piuttosto costosa.

La figura 4.8 illustra i risultati di un'operazione di *jet-grouting* realizzata per rinforzare il terreno di fondazione della centrale.



**Figura 4.8: Risultati dell’operazione di jet-grouting**

#### 4.4 Imparare dagli errori

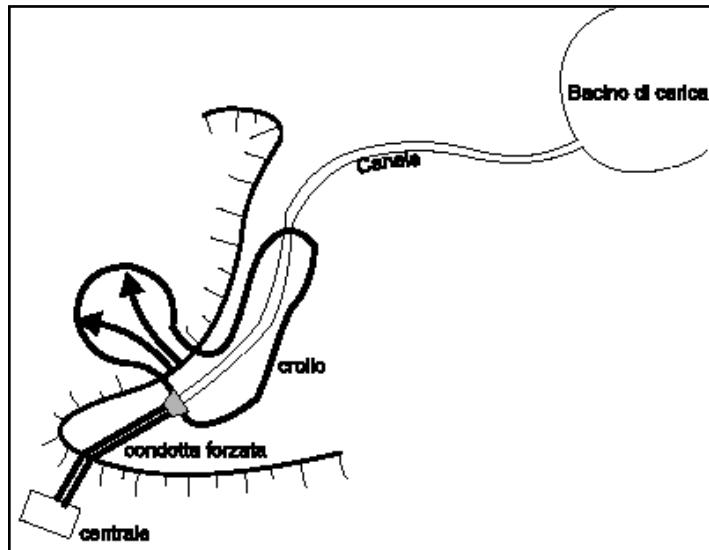
Due esperti molto noti del settore, Bryan Leyland, australiano e Freddy Isambert, francese, hanno presentato alla conferenza HIDROENERGIA 95, due memorie indipendenti sull’argomento “*Imparare dagli Errori*”.

Leyland, citando Winston Churchill (il famoso primo ministro britannico) - “chi ignora la storia è destinato a ripeterla”- ha rimarcato che se non si vogliono ripetere gli errori commessi dagli altri, bisogna studiare e capire le ragioni dei loro fallimenti. Secondo Isambert: “molti casi particolari hanno dimostrato che un buon numero di piccoli impianti non hanno funzionato perché malamente progettati, realizzati o eserciti”.

Gli autori hanno presentato, con l’ausilio di grafici e fotografie, alcuni esempi d’impianti che hanno subito guasti alla messa in servizio o durante l’esercizio, con notevoli perdite economiche e pesanti ritardi.

Il professor Mosony ha scritto in ESHA Info n° 15: “un’onesta ed aperta discussione sugli insuccessi è indispensabile per imparare da essi e, di conseguenza per evitare la loro ripetizione”. Conclude citando Marco Tullio Cicerone (106-43 a.C.) “Qualsiasi essere umano può commettere un errore, ma solo un idiota persevera nel ripeterlo”.

Nel novero degli insuccessi riportati ad HIDROENERGIA, insieme agli altri oltre 50 descritti nella pubblicazione ASCE “Lessons Learned from the Design, Construction and Operation of Hydroelectric Facilities”, di cui 28 riguardano impianti con meno di 10 MW di potenza, ci sono quelli selezionati per la discussione riportata più avanti. Essi dimostrano l’importanza di analizzare in profondità la stabilità dei canali e gli effetti delle sottopressioni sulle opere idrauliche.



**Figura 4-9 Schema del canale di Ruahihi**

#### Crollo del canale di Ruahihi (Nuova Zelanda)

Come mostrato in figura 4.9 l'impianto aveva un canale a mezza costa lungo 2.000 m che aduceva l'acqua a una condotta forzata lunga 750 m, realizzata parte in calcestruzzo e parte in acciaio. Il canale è stato scavato attraverso ignimbriti poco consistenti (rocce provenienti da esplosioni vulcaniche) e rivestito con “cenere bruna”, una argilla di origine vulcanica.

La cenere di colore bruno si è seccata e fessurata nel corso della costruzione, ma a causa delle sue caratteristiche piuttosto insolite, le fessure al momento del riempimento del canale non si sono rigonfiate e l'acqua è filtrata nella ignimbrite sottostante. Quando sono comparse le perdite sono stati messi in opera tubi forati per drenare la parte bassa del versante. Quest'intervento nascose il vero problema e peggiorò la situazione, poiché le perdite d'acqua formarono vere e proprie caverne nel riempimento a lato del canale.

Il giorno seguente l'inaugurazione ufficiale un lungo tratto del canale collassò. La Fotografia 4.8 evidenzia l'entità del disastro. Furono esaminate molte soluzioni e infine si decise che la sola via praticabile fosse la sostituzione del canale crollato con 1.100 m di tubazione.



**Foto 4.8: Gli effetti del collasso**

Ciò ha comportato che la condotta passasse da 750 m a 1.850 m di lunghezza e ha richiesto che le sovrapressioni di colpo d'ariete fossero ridotte, perché i tubi in calcestruzzo messi in opera originariamente potevano sopportare solo una sovrapressione limitata.

Fu quindi necessario modificare le valvole d'intercettazione e quelle alla presa in modo che anche nelle peggiori condizioni non si avesse un aumento di pressione superiore al 3% di quella idrostatica. Un pozzo piezometrico non era fattibile perché il terreno non era in grado di sopportarne il peso. Fortunatamente il costruttore delle turbine fu molto collaborativo ed ebbe fiducia nel fatto che le proprie valvole potessero limitare ad un massimo del 3% le sovrapressioni, come in effetti fecero.

Il ripristino fu completato in anticipo ed a costi inferiori rispetto al preventivato.

Le lezioni da imparare sono quindi queste:

- le caratteristiche delle formazioni vulcaniche sono molto variabili e spesso sfavorevoli;
- quando un canale perde, si deve essere sicuri di aver compreso il problema prima di dare inizio agli interventi risolutori;
- quando l'alternativa è abbandonare l'impianto colllassato, prendere in considerazione anche le soluzioni apparentemente impossibili: non resta molto da perdere !



**Foto 4.9 Bacino dell'impianto La Marea**

### **Crollo del canale di La Marea (Spagna)**

L'impianto di La Marea installava una turbina Francis a spirale da 1.110 kW di potenza, per una portata di  $1,3 \text{ m}^3/\text{s}$  su un salto di 100 m. Come mostra la figura 4.11, l'impianto comprende una piccola traversa di derivazione con annessa la scala per pesci. Dalla presa parte un canale rettangolare in cemento armato (sezione di 3 x 2m) seguito da un canale in galleria lungo 600m.

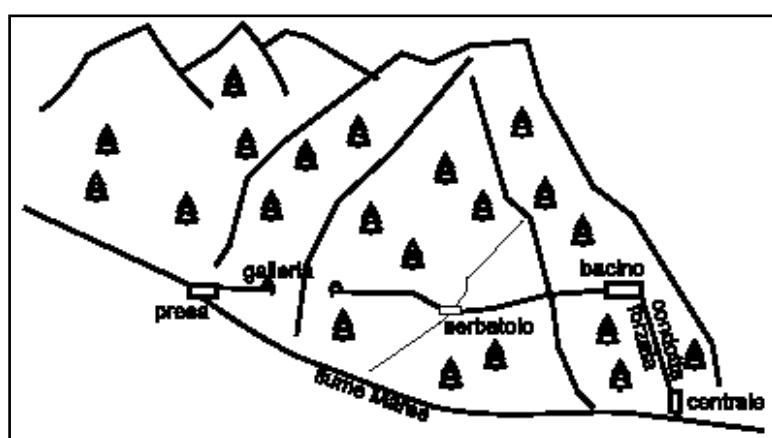
All'uscita del tunnel è stato ricavato un bacino di accumulo per l'esercizio in ore di punta. Il bacino è stato realizzato compattando una miscela di sabbia ed argilla, che sfortunatamente non è risultata essere a tenuta idraulica. A partire dal bacino un altro canale, realizzato con elementi prefabbricati in calcestruzzo interconnessi con sottili lamiere d'acciaio, trasporta l'acqua alla vasca di carico posta 100 m al di sopra della centrale.

Il canale è posto su un versante ripido coperto da arenarie fortemente alterate dagli agenti atmosferici. Precipitazioni molto intense si sono abbattute sul canale sia durante la costruzione sia durante la messa in servizio. Immediatamente dopo l'apertura della paratoia di presa, il bacino si è riempito e l'acqua ha iniziato ad infiltrare nel terreno. L'arenaria satura non ha resistito agli sforzi di taglio e si è verificato uno smottamento della sponda destra del bacino (fotografia 4.9) e grandi quantità di materiale si sono riversate nel fiume e attraverso questo sulla costa.

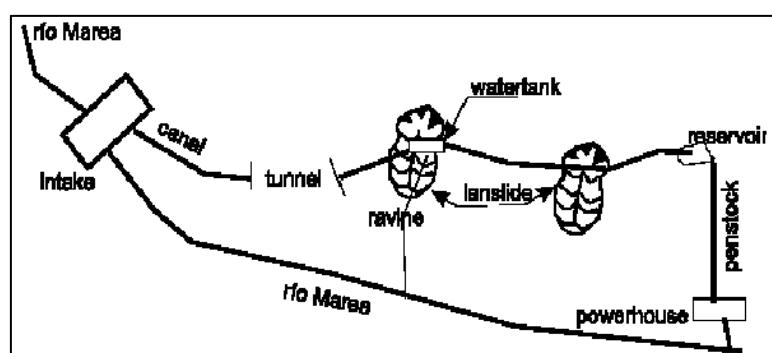
Il bacino è stato sostituito con un manufatto in calcestruzzo armato che fino ad oggi non è stato di alcuna utilità. In seguito la parte prefabbricata del canale ha cominciato a perdere. Il terreno si è saturato ed è franato, non essendo in grado di sopportare gli sforzi di taglio. Circa 200 m di canale sono stati sostituiti da una tubazione d'acciaio saldato che finora ha funzionato adeguatamente. Il tubo sbocca in un bacinetto d'accumulo impermeabilizzato con un foglio termosaldato in PEAD e termina nella vasca di carico della condotta forzata.

L'insegnamento tratto è che:

- le arenarie alterate danno pessimi risultati rispetto ai rischi di frana, specialmente su pendii con inclinazioni superiori a  $35^\circ$  rispetto all'orizzontale;
- i canali devono essere costruiti garantendone la tenuta d'acqua, in caso contrario si deve prevedere un sistema di drenaggio tale per cui l'acqua che il canale perde non saturi il terreno;
- la sostituzione di un canale a pelo libero con un tubo in bassa pressione su di un versante ripido può essere una buona soluzione, perché è a tenuta d'acqua e richiede solo pochi punti di ancoraggio al terreno.



**Figura 4.10: Vista longitudinale dell'impianto di La Marea**



**Figura 4.11: Vista in pianta dell'impianto di La Marea**

**Infiltrazioni sotto una traversa (Francia)**

Questo esempio riguarda una piccola traversa costituente l'estremità di monte di un impianto da 600 kW di potenza, comprendente una tubazione a pelo libero interrata, una condotta forzata e la centrale. Il personale gestore dell'impianto aveva notato una modesta perdita al piede di valle della traversa di derivazione. Il piccolo bacino a monte fu svuotato e si scavò una trincea in modo da mettere a nudo la zona di contatto tra la struttura ed il terreno di fondazione. Si vide che si era formato un condotto tra la il lato di monte e quello di valle della traversa (fotografia 4.11), che era fondata su depositi permeabili senza l'interposizione di diaframmi di tenuta. In queste condizioni la traversa sarebbe probabilmente crollata per effetto dell'asportazione del terreno di fondazione.

Da questo esempio di deduce che c'è stata la mancanza di un'indagine geomorfologica e di un'adeguata supervisione del progetto e della realizzazione della traversa.



**Foto 4.10: la traversa compromessa dalle infiltrazioni**



**Foto 4.11: la traversa compromessa dalle infiltrazioni**

### Canale in un impianto a bassa caduta da 2 MW

Il canale, largo 5 m e lungo 500 m, correva lungo la riva del fiume. Il fiume era noto per frequenti piene improvvise. Un giorno si verificò una di queste piene, poi calcolata di tempo di ritorno di 100 anni. Al sopraggiungere della piena le turbine furono fermate e tutte le paratoie furono chiuse. Il canale di carico venne svuotato quasi completamente e crollò per effetto delle sottopressioni (fotografia 4.12). In questo caso i problemi tecnici sono stati: idraulica del sistema, stabilità e progettazione strutturale.



**Foto 4-12 Il canale distrutto per effetto delle sottopressioni**

Esistono altri casi che potrebbero essere esaminati per illustrare gli effetti degli errori di valutazione sia in fase di progetto sia in fase di costruzione. Essi evidenziano il numero e la diversità dei parametri che possono essere all'origine dei disastri. Purtroppo è anche evidente che la progettazione, la costruzione e la direzione dei lavori sono spesso affidate ad imprese in grado di offrire bassi costi, ma che hanno ben poca esperienza nel campo della realizzazione di opere idrauliche.

---

<sup>1</sup> Autori: Luigi Papetti (Studio Frosio), Jonas Rundqvist (SERO) e Chelso Penche (ESHA)



## CAPITOLO 5. OPERE IDRAULICHE

5. opere idrauliche .....	91
5.1 Introduzione .....	91
5.2 Dighe .....	91
5.2.1 Dighe in materiale sciolto .....	93
5.2.2 Dighe di calcestruzzo .....	93
5.2.3 Altri tipi di dighe .....	95
5.2.4 Carichi e stabilità delle dighe di calcestruzzo .....	96
5.2.5 Sicurezza delle dighe .....	97
5.3 Traverse e sfioratori .....	98
5.3.1 Traverse fisse .....	99
5.3.2 Traverse mobili .....	101
5.3.3 Altri tipi di traverse .....	102
5.4 Dissipatori d'energia .....	107
5.5 Opere di presa .....	108
5.5.1 Premesse .....	108
5.5.2 Tipi di opere di presa .....	108
5.5.3 Perdite di carico .....	113
5.5.4 Griglie .....	114
5.5.5 Vorticosità .....	118
5.6 Dissabbiatori .....	120
5.6.1 Premesse .....	120
5.6.2 Efficienza di un dissabbiatore .....	120
5.6.3 Progettazione di un dissabbiatore .....	121
5.7 Paratoie e valvole .....	122
5.8 Canali a pelo libero .....	126
5.8.1 Progettazione e dimensionamento .....	126
Canali di terra .....	127
Canali artificiali rivestiti .....	127
5.8.2 Stabilità degli scavi .....	130
5.9 Condotte forzate .....	135

## ELENCO FIGURE

Figura 5.1:Diga zonata con nucleo d'argilla .....	93
Figura 5.2: Tipiche geometrie di dighe ad arco e a cupola .....	95
Figura 5.3: Diga in muratura con muro di calcestruzzo sul lato a monte .....	96
Figura 5.4: Tipica diga di legno .....	96
Figura 5.5: Distribuzione dei carichi in una diga di calcestruzzo .....	97
Figura 5.6: Traverse fisse e mobili .....	99
Figura 5.7: Caratteristiche idrauliche di diversi tipi di traverse .....	100
Figura 5.8: Configurazioni di traverse .....	101
Figura 5.9: Caratteristiche di portata per diversi tipi di traverse mobili .....	102
Figura 5.10: Panconcelli con sostegni incernierati o fissi .....	103
Figura 5.11: Traverse gonfiabili .....	104
Figura 5.12: Configurazione schematica di uno scarico a sifone .....	106
Figura 5.13: Sezione schematica di uno sfioratore a calice .....	106

Figura 5.14: Sfioratori a U e a labirinto .....	107
Figura 5.15: Correnti secondarie nelle curve dei corsi d'acqua.....	110
Figura 5.16: Configurazione tipica di presa laterale .....	111
Figura 5.17: Esempi di prese a trappola.....	111
Figura 5.18: presa “Tirolese” .....	112
Figura 5.19: Presa a trappola “francese” .....	113
Figura 5.20: Disposizione dei paragalleggianti.....	115
Figura 5.21: Formule per calcolare le perdite di carico .....	116
Figura 5.22: Cilindri oleodinamici .....	117
Figura 5.23: Minimo livello di sommissione.....	119
Figura 5.24: Dissabbiatore .....	120
Figura 5.25: Paratoia a cuneo .....	123
Figura 5.26: Valvola a farfalla .....	124
Figura 5.27: Valvole a sfera e rotative .....	124
Figura 5.28: progettazione di un canale .....	131
Figura 5.29: Canali rettangolari rinforzati.....	132
Figura 5.30: Materiali utilizzati per la protezione delle sponde.....	132
Figura 5.31: Condotta forzata.....	135
Figura 5.32: Condotta forzata con blocchi di ancoraggio di calcestruzzo e giunti di dilatazione .....	136
Figura 5.33: Tubazioni di acciaio con giunti.....	137
Figura 5.34: Perdite di carico .....	139
Figura 5.35: Perdite di carico per attrito e turbolenza.....	141
Figura 5.36: Pozzo piezometrico.....	146
Figura 5.37: escursione del livello d'acqua in funzione del tempo.....	147

## 5. OPERE IDRUALICHE<sup>1</sup>

### 5.1 Introduzione

Un impianto idroelettrico comprende una serie di opere la cui progettazione dipende dal tipo di configurazione, dalle condizioni locali, dalla disponibilità dei materiali da costruzione e anche dalle caratteristiche tipiche delle costruzioni locali. Le seguenti opere sono quasi sempre presenti in un impianto idroelettrico:

- Opere di derivazione
  - Dighe
  - Traverse
  - Dissipatori di energia
  - Scale di risalita per pesci
  - Strutture per il rilascio del DMV
- Sistemi di adduzione dell'acqua
  - Presa
  - Canali
  - Gallerie
  - Condotte
  - Edificio della centrale

Le caratteristiche progettuali e le soluzioni più diffuse per queste opere sono presentate di seguito.

### 5.2 Dighe

Le dighe e le traverse sono elementi che hanno come scopo principale quello di deviare l'acqua dal fiume verso il sistema di adduzione che la conduce poi alla centrale.

La diga è un elemento fondamentale degli impianti idroelettrici convenzionali, dove è utilizzata per creare un serbatoio d'accumulo dell'acqua e per innalzarne il livello incrementando il salto. In una zona relativamente piana, infatti, uno sbarramento, grazie all'innalzamento che determina nel pelo acqua, può generare il salto idraulico necessario alla produzione d'energia. La diga può anche essere usata per accumulare nelle stagioni piovose l'acqua necessaria alla generazione d'energia nelle stagioni secche. Ciò nonostante, l'alto costo delle dighe e delle loro opere accessorie fa sì che raramente siano impiegate nei piccoli impianti. Laddove un bacino sia stato realizzato per altri scopi (irrigazione, approvvigionamento potabile ad una città, regolazione delle piene, ecc.) l'acqua accumulata può essere utilizzata per produrre energia in una centrale da costruire al piede della diga, sempre che ciò sia compatibile con gli altri usi.

La scelta del tipo di diga dipende soprattutto dalle condizioni topografiche e geotecniche locali. Per esempio se non è disponibile una base di roccia dura ad una ragionevole profondità di scavo, la realizzazione di strutture rigide, come le dighe di calcestruzzo, è sconsigliata. D'altro canto in vallate strette può essere difficile trovare spazio per realizzare delle traverse di derivazione e la costruzione di una diga può risultare la scelta più opportuna. Nel caso il fiume sia soggetto a piene improvvise, che richiedono la

realizzazione di grandi scaricatori di superficie, molto costosi da costruire in una diga in terra, le traverse di calcestruzzo, dove gli scaricatori si integrano molto bene nell'opera, sono una soluzione particolarmente consigliabile. Viceversa, se l'impianto è situato in una zona sismica si devono evitare le strutture rigide, come gli sbarramenti di calcestruzzo: qui risultano più convenienti le dighe in terra. Le stesse considerazioni valgono con riguardo al clima: in climi molto freddi le precauzioni da prendere per il calcestruzzo appena gettato possono esser così costose da precludere la costruzione di uno sbarramento di calcestruzzo.

Nei paesi del Nord le glaciazioni hanno lasciato vallate ampie e materiale morenico in abbondanza. Non sorprende pertanto che la maggior parte delle dighe sono realizzate in materiale sciolto e hanno al loro interno una morena. Nel versante sud delle Alpi invece non c'è la stessa abbondanza di detriti adatti per costruire delle dighe e inoltre la topografia delle valli spesso favorisce la realizzazione di dighe di calcestruzzo.

In accordo con la definizione data dalla ICOLD (International Committee of Large Dams) una diga è considerata “piccola” quando la sua altezza, misurata dal punto più basso della fondazione al coronamento, non supera i 15 m, la lunghezza del coronamento è inferiore a 500 m e il volume d'acqua accumulato nell'invaso non supera un milione di metri cubi. Questi parametri sono importanti se si tengono presenti le complesse procedure amministrative associate alla costruzione di una grande diga.

A livello mondiale, le dighe in materiale sciolto sono le più diffuse, grazie anche ad alcune delle caratteristiche che possiedono:

- si adattano ad un'ampia gamma di tipologie di fondazioni;
- vengono spesso realizzate con materiale naturale locale, limitando i trasporti su lunghe distanze;
- le operazioni di costruzione possono essere portate avanti in modo continuo e possono essere largamente meccanizzate;
- possono essere facilmente adattate a diversi tipi di materiale di rinterro.

Gli svantaggi delle dighe in materiale sciolto sono la loro sensibilità alla tracimazione e alle infiltrazioni, così come all'erosione sul corpo della diga e sulle fondazioni. C'è un alto “tasso di mortalità” delle dighe in materiale sciolto rispetto a quelle di calcestruzzo.

Le dighe di calcestruzzo d'altra parte hanno degli svantaggi che corrispondono ai vantaggi delle dighe in materiale sciolto:

- richiedono certe condizioni particolari in relazione alle fondazioni;
- richiedono la lavorazione dei materiali naturali da aggregare in situ, il trasporto di grandi quantità di cemento e un lavoro intensivo ma al tempo stesso discontinuo, caratteristiche che ne fanno aumentare i costi unitari;

A fronte di ciò le dighe di calcestruzzo presentano però numerosi vantaggi:

- sono adatte a molte topologie differenti, dalle valli ampie a quelle molto strette, qualora ci siano adeguate fondazioni;
- non sono particolarmente sensibili alla tracimazione
- può essere collocato uno sfioratore sul coronamento e se necessario lungo tutta la lunghezza della diga;
- camere o gallerie di drenaggio, tubazioni e opere ausiliarie possono essere facilmente ospitate all'interno del corpo della diga;
- la centrale può essere collocata proprio al piede della diga.

Lo sviluppo di dighe di pietrame con paramenti di calcestruzzo (CFRD dams) annulla molti degli svantaggi delle dighe di materiale sciolto, e in particolare riduce la vulnerabilità alle infiltrazioni e all'erosione e la dipendenza dalla buona qualità del materiale che costituisce il nucleo della diga.

Lo sviluppo di dighe di calcestruzzo rullato compattato (RCC-dams) introduce processi di realizzazione continui e altamente meccanizzati, con riduzione dei costi unitari.

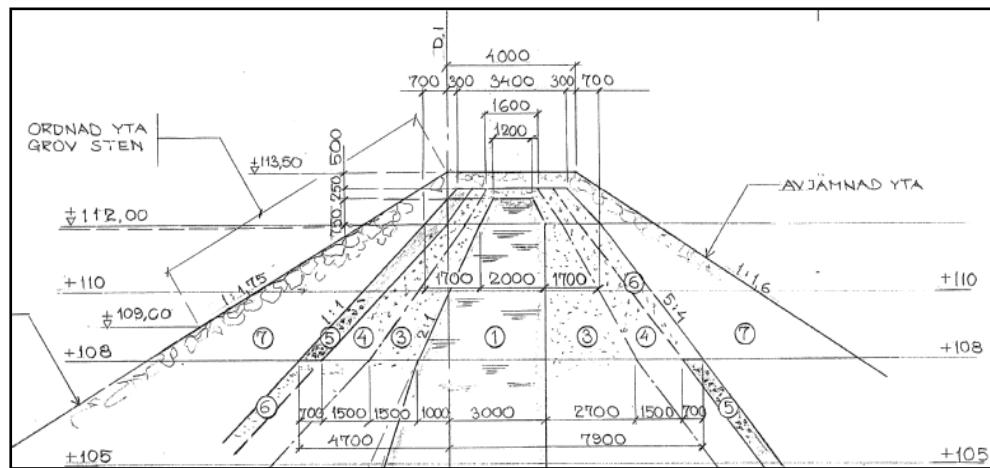
Le nuove grandi dighe che vengono realizzate sono del tipo CFRD e RCC.

### 5.2.1 Dighe in materiale sciolto

**Dighe omogenee:** questo tipo di dighe viene utilizzato per piccoli sbarramenti (<4 m) e spesso per argini secondari. Per questioni di sicurezza, viene quasi sempre realizzato un qualche sistema di drenaggio.

**Dighe zonate:** questo tipo di dighe viene utilizzato per sbarramenti dai 4 m in su. Sono strutture fortemente condizionate dalla qualità della progettazione e della costruzione e perciò è fondamentale farle progettare e realizzare da personale esperto. I punti critici di queste dighe sono il nucleo, gli strati filtranti e la capacità di drenaggio del piede della diga. (**Figura 5.1**)

**Dighe in materiale sciolto con cortine d'impermeabilizzazione** le cortine possono essere di tipo differente e possono essere collocate sia sul versante di monte della diga che verticalmente al centro della diga stessa. Si possono realizzare cortine di calcestruzzo (come nelle CFRD) o asfalto (tipo norvegese) oppure utilizzare delle geomembrane (materiale geotessile) da stendere sulla sponda di monte.



**Figura 5.1:Diga zonata con nucleo d'argilla**

Le dighe in materiale sciolto vengono spesso classificate in base al materiale utilizzato per il riempimento, come ad esempio dighe in pietrame o dighe in terra.

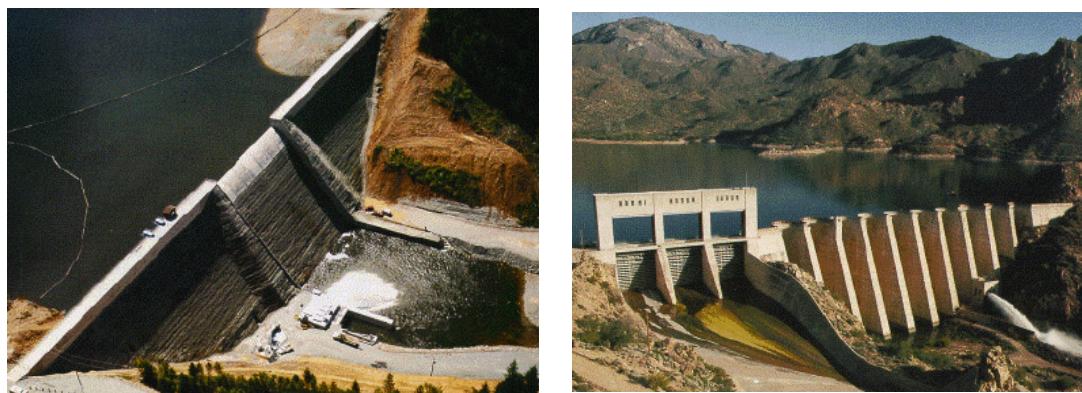
### 5.2.2 Dighe di calcestruzzo

Le dighe di calcestruzzo sono comunemente classificate a seconda del loro funzionamento statico e si riconoscono le seguenti tipologie:

**Dighe a gravità:** devono la loro stabilità al proprio peso. La loro sezione trasversale è generalmente triangolare, per consentire un'adeguata stabilità e la distribuzione degli sforzi

sul piano di fondazione. La parte superiore è di solito di forma rettangolare, affinché il coronamento sia sufficientemente largo per creare un camminamento e installare delle strutture ausiliarie. La progettazione di queste dighe include un'analisi di stabilità (scivolamento e ribaltamento), una verifica dei carichi, un controllo delle temperature in fase di costruzione per evitare fessurazioni, una verifica delle spinte sotto la diga, etc. Nella Foto 5.1 viene mostrata una diga a gravità realizzata con calcestruzzo rullato compattato (foto di sinistra). Da notare la caratteristica conformazione a gradoni del versante di valle.

**Diga a contrafforti:** queste dighe sono costituite da una parete continua a monte sostenuta a valle da contrafforti disposti a intervalli regolari. La parete di monte è di solito suddivisa in sezioni verticali da giunti di dilatazione e ogni sezione è sostenuta da un contrafforte. La sezione trasversale è simile a quella delle dighe a gravità. Nelle aree con climi molto rigidi c'è il rischio che l'acqua contenuta negli interstizi della parete ghiacci, danneggiando il calcestruzzo. Per questa ragione in queste aree le dighe a contrafforti vengono protette con delle coperture speciali sul lato a valle, per controllarne la temperatura. La foto 5.1 di destra mostra un esempio di diga a contrafforti. Da notare che anche lo sfioratore è stato realizzato con una struttura a contrafforti.



**Foto 5.1: Esempi di diga a gravità (RCC) e di diga a contrafforti**

**Dighe ad arco e a cupola:** strutturalmente queste dighe funzionano come un arco disposto orizzontalmente, che scarica la pressione dell'acqua lungo le spalle della diga invece che sulle fondazioni. Le dighe ad arco possono essere progettate con un raggio costante lungo tutta l'altezza oppure con un raggio variabile (digue a cupola). Le dighe ad arco con un raggio costante presentano una sezione verticale piuttosto "diritta". Queste dighe sono sottoposte a notevoli sforzi verticali, dal momento che la deformazione della diga tenderà ad essere maggiore al centro della verticale. Per questo motivo vengono ben rinforzate per evitare il formarsi di fessure e, conseguentemente, d'infiltrazioni.

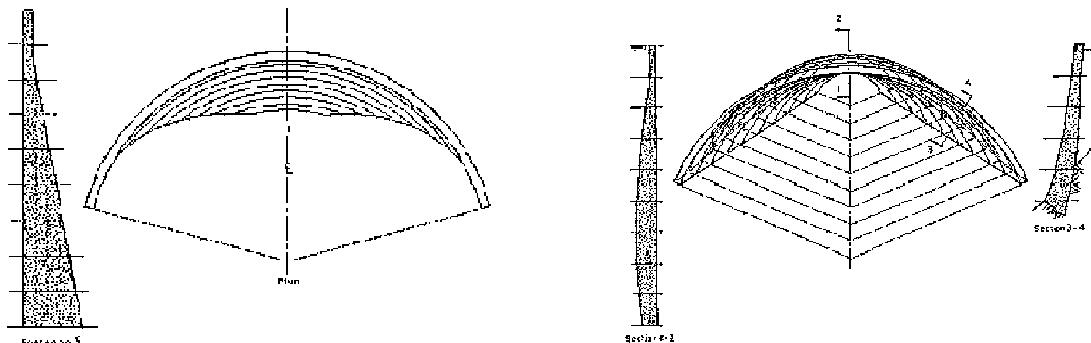
Le dighe a cupola sono progettate per lavorare solo in compressione, in tutte le direzioni e lungo tutte le sezioni. Ciò richiedere che il raggio di curvatura della diga vari lungo l'altezza e pertanto la sezione verticale risulterà curva.

Le dighe ad arco e a cupola sono strutturalmente molto efficienti e pertanto permettono di ridurre notevolmente il volume di calcestruzzo impiegato. D'altro canto per poter essere realizzate richiedono di valli strette e di un solido basamento di roccia sotto le fondazioni.

Nella foto 5.2 viene mostrato un esempio di diga ad arco e nella figura 5.2 vengono messi a confronto le tipiche geometrie di una diga ad arco a raggio di curvatura costante con una diga a cupola con raggio di curvatura variabile.



**Foto 5.2: esempio di diga ad arco**



**Figura 5.2: Tipiche geometrie di dighe ad arco e a cupola**

### 5.2.3 Altri tipi di dighe

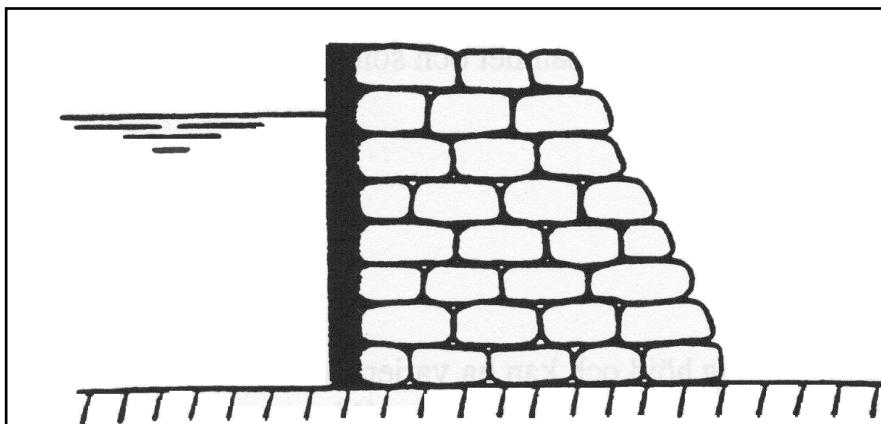
Un altro tipo di diga di calcestruzzo è la **diga sfiorante**, che può essere fissa o mobile. Una diga con la parte mobile molto larga se comparata alla sua altezza è spesso progettata per funzionare come una diga a contrafforti, mentre dighe alte con elementi mobili relativamente ridotti sono di norma progettate per funzionare come le dighe a gravità.

Di solito una diga sfiorante piuttosto bassa e fissa viene considerata una traversa. Le diverse tipologie di traverse sono descritte in dettaglio nel seguito.

Un vecchio tipo di diga ancora diffuso è la **diga di muratura**. Questa diga era molto comune all'inizio dell'epoca industriale e veniva realizzata con le tecniche murarie allora utilizzate.

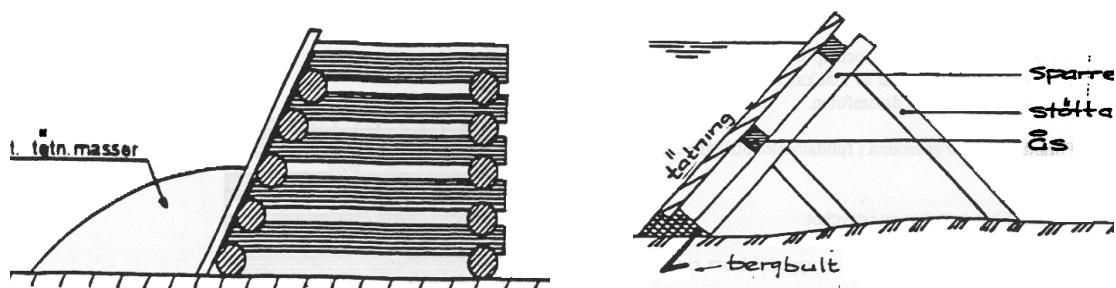
Le dighe di muratura fungevano da struttura portante e la tenuta dell'acqua era assicurata o con assi di legno disposte in verticale o stendendo uno strato di terreno impermeabile lungo la parete a monte.

La Figura 5.3 mostra un esempio di diga di muratura con una parete di calcestruzzo sul lato a monte. Per molti aspetti queste dighe assomigliano alle CFRD, un’evoluzione delle dighe di materiale sciolto, e ne condividono numerose caratteristiche vantaggiose.



**Figura 5.3: Diga in muratura con muro di calcestruzzo sul lato a monte**

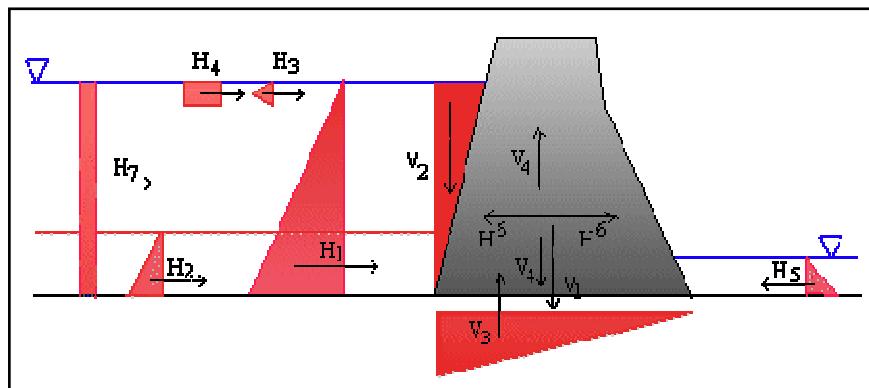
**Dighe di legno:** queste dighe si rinvengono ancora in qualche luogo, sebbene siano sempre meno utilizzate a causa della loro limitata durata nel tempo.



**Figura 5.4: Tipica diga di legno**

#### 5.2.4 Carichi e stabilità delle dighe di calcestruzzo

In Figura 5.5 viene illustrata la tipica distribuzione dei carichi in una diga di calcestruzzo. Con H sono indicati i carichi orizzontali e con V i carichi verticali. I carichi orizzontali sono: 1 spinta laterale dell’acqua; 2 spinta del suolo o dei sedimenti depositati; 3 spinta del ghiaccio; 4 carichi dovuti ai detriti e agli oggetti galleggianti; 5 spinta dell’acqua a valle; 6 accelerazione dinamica causata da terremoti; 7 spinta incrementale dell’acqua in caso di terremoti. I carichi verticali sono: 1 peso proprio della diga; 2 spinta dell’acqua sulla parete inclinata di monte; 3 pressione di sollevamento dell’acqua contenuta nelle porosità del terreno; 4 carichi dinamici causati da terremoti. Esiste anche un piccolo carico verticale corrispondente alla spinta dell’acqua sulla parete inclinata di valle.



**Figura 5.5: Distribuzione dei carichi in una diga di calcestruzzo**

La scoperta della pressione di sollevamento e della sua importanza nelle dighe a gravità è gradualmente aumentata. L'esistenza di queste pressioni era infatti sconosciuta fino all'inizio del XX secolo. Nelle prime dighe a gravità, realizzate in muratura, la pressione di sollevamento veniva di fatto annullata dall'efficace drenaggio operato dalla struttura permeabile della diga stessa. Quando la muratura è stata sostituita dal calcestruzzo, le dighe venivano comunque progettate applicando le stesse dimensioni già testate delle dighe in muratura, e in molti casi questo comportò il cedimento delle nuove dighe.

Le moderne dighe di calcestruzzo sono provviste di un sistema di gallerie di drenaggio e vengono realizzati fori di drenaggio all'interno del basamento roccioso. L'utilizzo di cortine iniettate riduce le infiltrazioni nelle fondamenta. Queste soluzioni tecniche sono efficaci ma richiedono manutenzione. Le dighe di calcestruzzo realizzate fino agli anni '80 mostrano spesso segni di indebolimento dovuti alla sottostima della pressione di sollevamento e all'inefficacia delle contromisure adottate.

La stabilità di una diga di calcestruzzo deve essere analizzata in relazione a:

- ribaltamento
- scivolamento
- sovraccarichi e cedimento del materiale costitutivo dell'opera

### 5.2.5 Sicurezza delle dighe

Le dighe sono state identificate come “l'opera antropica in grado di causare più morti”. Il rischio del cedimento di una diga è stato sempre associato alle grandi dighe, ma seconda della localizzazione e delle circostanze anche le dighe medie e piccole possono essere potenzialmente pericolose e, considerata la loro ampia diffusione, esse rappresentano talvolta un pericolo per l'ambiente e per la salute umana. In Svezia, ad esempio, il solo grave incidente legato a una diga fu causato dal cedimento di una diga alta meno di 4 metri. La foto 5.3 mostra due immagini relative al cedimento di una “piccola” diga. La foto di sinistra mostra il cedimento, quella di destra i danni provocati a valle.

Allo scopo di identificare le dighe potenzialmente pericolose molti paesi hanno adottato un sistema di classificazione delle dighe. Il livello di rischio viene attribuito soggettivamente, utilizzando espressioni come “basso”, “significativo” e “alto” (USACE 1975).

La sicurezza delle dighe può essere incrementata installando dei sistemi di monitoraggio, eseguendo dei lavori di manutenzione ed effettuando ispezioni regolari.



**Foto 5.3: Cedimento di una piccola diga**

### 5.3 Traverse e sfioratori

Il cedimento di una diga può causare gravi conseguenze a valle della diga. Nel corso della sua vita una diga sperimenta condizioni di portata molto differenti e deve essere in grado di sopportare anche portate eccezionali, che superano di qualche ordine di grandezza le normali condizioni di portata del corso d'acqua su cui sono collocate. In nazioni come quelle dell'Europa Meridionale, con una netta differenza di portate tra stagioni secche e piovose, le portate di piena possono produrre effetti catastrofici su qualsiasi struttura realizzata in alveo.

Al fine d'evitare danneggiamenti, l'acqua in eccesso rispetto alle esigenze dell'impianto deve essere scaricata in sicurezza a valle dello sbarramento e per questa ragione devono essere accuratamente progettate e integrate nel corpo delle dighe delle strutture di traboccamento per troppo-pieno, che sono comunemente chiamate *sfioratori*. A causa dell'alta velocità che possiede l'acqua che trabocca, alla base degli sfioratori vengono di solito collocati dei sistemi di dissipazione dell'energia.

La maggior parte dei piccoli impianti idroelettrici sono ad acqua fluente, dove l'energia elettrica è prodotta fintanto che nel corso d'acqua defluisce una portata superiore alla minima richiesta per il funzionamento delle turbine. In questi impianti viene di solito realizzata una piccola opera per la derivazione della quantità d'acqua necessaria all'impianto, mentre la frazione eccedente passa sopra il manufatto e continua a fluire nel corso d'acqua. Quando l'impianto è di una certa importanza, la struttura di derivazione diventa una piccola diga, usualmente denominata *traversa*, il cui ruolo non è quello di accumulare l'acqua, bensì di innalzarne il livello affinché possa entrare nell'opera di presa.

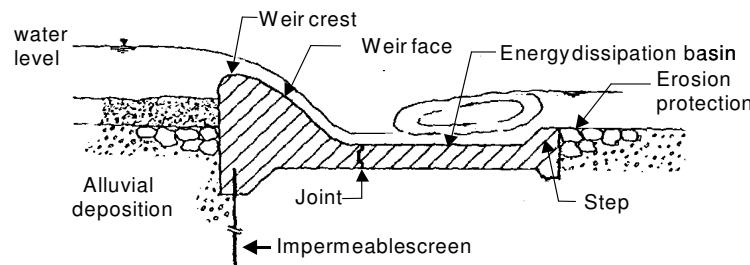
Le traverse vengono classificate in strutture fisse e mobili (Figura 5.6).

Le opere di ritenuta fisse hanno il vantaggio di essere sicure, semplici, di facile manutenzione e poco costose. Per contro non permettono di regolare il livello dell'acqua e pertanto sia il livello dell'acqua che la producibilità dell'impianto variano in funzione della portata del corso d'acqua.

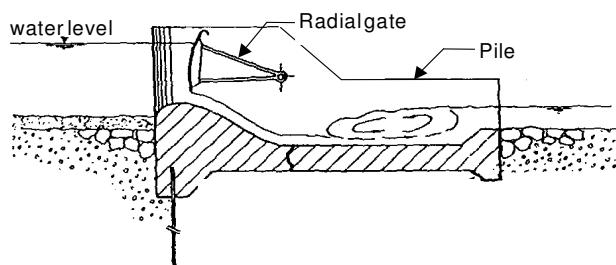
Le strutture di ritenuta mobili permettono di regolare il livello dell'acqua in modo che rimanga più o meno costante entro un certo intervallo di portate. A seconda della loro configurazione e della loro capacità di scarico, possono anche essere in grado di scaricare a valle i sedimenti che si depositano a monte. Queste strutture sono in genere più costose di

quelle fisse, sia in termini di realizzazione che di manutenzione, e il loro funzionamento è più complesso.

### Fixed structure



### Mobile structure



**Figura 5.6: Traverse fisse e mobili**

#### 5.3.1 Traverse fisse

Le traverse possono essere posizionate perpendicolari, angolari o laterali rispetto all'asse del corso d'acqua. Nella maggior parte dei casi il coronamento è rettilineo e perpendicolare al corso d'acqua.

Quando il livello di valle dell'acqua è relativamente basso, la traversa controlla il flusso e determina la relazione tra il livello di monte dell'acqua e la portata.

Nella Figura 5.7 sono indicate le funzioni che forniscono la portata per diversi tipi di traverse.

Le *traverse a parete sottile* (sharp-crested weir) sono semplici da costruire e relativamente poco costose. La loro portata è definita per mezzo di un coefficiente  $C_d$ . Particolare attenzione va rivolta alla forma del paramento di valle, al fine di assicurare un'aereazione sufficiente tra la parte inferiore della vena liquida (lamina d'acqua che fluisce sopra la traversa) e la struttura muraria. Se la vena aderisce alla parete, le vibrazioni dell'acqua si trasmettono alla struttura.

Le *traverse a larga soglia* (broad-crested weir) sono spesso impiegate in strutture temporanee o in strutture d'importanza secondaria, come nel caso di derivazioni temporanee. La loro realizzazione è semplice e poco costosa. Le prestazioni idrauliche non sono ottimali, sia a causa del basso coefficiente di portata, sia per il crearsi di depressioni lungo il coronamento e la parete di valle. La portata dipende dalla forma della struttura.

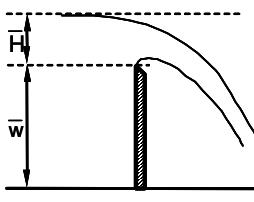
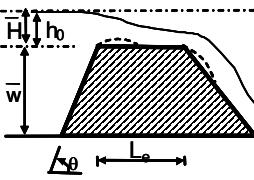
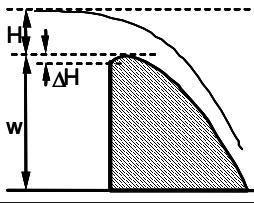
Type	Design	Discharge relationship	Characteristics
Sharp-crested weir		$Q = b \cdot \bar{C}_d \cdot H^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$ $\bar{C}_d = 0.42$	Simple design Cost effective
Broad-crested weir		$Q = b \cdot c_e \cdot \bar{C}_d \cdot H^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$ $\bar{C}_{d,\text{mean}} = 0.42$ $c_e = 1 - \frac{2\sin\theta}{9(1+\xi_e^4)}$ $\xi_e = \frac{H-w}{L_e}$	Simple design, underpressures on crest Cost effective
Ogee weir		$Q = b \cdot C_{dD} \cdot H^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$ $C_{dD} = 0.494$ (for $H = H_D$ )	Highest discharge Costly design

Figura 5.7: Caratteristiche idrauliche di diversi tipi di traverse

Le *traverse con profilo di Creager* (ogee weir) sono dal punto di vista idraulico la soluzione ottimale, in quanto garantiscono il miglior coefficiente di portata. La loro forma arrotondata riproduce la traiettoria che il getto d'acqua seguirebbe in presenza della portata di progetto  $H_D$ . Per portate superiori o inferiori, si verificano fenomeni di sovrappressione o depressione lungo la parete di valle. Per portate molto superiori alla portata di progetto, le depressioni possono causare fenomeni di cavitazione che danneggiano il calcestruzzo. Fortunatamente studi recenti hanno messo in luce che la separazione non avviene fino a che  $H < 3H_s$ . La U.S. Water Experimental Station ha fornito a questo proposito una serie di profili che hanno dimostrato un buon accordo con le misure effettuate su prototipo. La relazione precisa tra il coefficiente di portata e il rapporto  $H/H_D$  viene fornita da Sinniger & Hager (1989).

Quando il livello dell'acqua a valle uguaglia o supera la soglia della traversa, la struttura viene progressivamente sommersa e la portata scaricata diminuisce. In presenza di pile, la portata dipende dalla forma e dalla dimensione delle pile.

Tutti questi aspetti influenzano il funzionamento e la progettazione delle traverse e pertanto per approfondire la conoscenza di queste strutture è opportuno consultare dei testi che trattano questa materia, come Sinniger & Hager (1989).



Foto 5.4 Traversa con profilo di Creager



Figura 5.8: Configurazioni di traverse

### 5.3.2 Traverse mobili

L'inserimento di elementi mobili nella struttura delle dighe o delle traverse consente di controllare il flusso senza modificare il livello dell'acqua. Questo può essere fatto per mezzo di paratoie, che sono progettate in modo tale che quando sono completamente aperte l'acqua gli scorre sopra senza che il livello a monte s'innalzi. Il funzionamento delle parti mobili richiede una continua manutenzione e una fonte esterna di energia. Pertanto esiste il rischio che durante le piene le paratoie restino chiuse.

I tipi di paratoie più diffusi sono illustrati in figura 5.9. A seconda del modello, la paratoia può ruotare, scorrere o capovolgersi. Il flusso d'acqua attraverso la paratoia dipende non solo dal tipo di paratoia, dall'apertura e dal profilo di scarico, ma anche dalla forma della traversa che le supporta.

I progetti più dettagliati prendono in conto anche della forma del bordo di scarico della paratoia. Inoltre le portate indicate sopra sono valide solo quando la struttura non è sommersa. Infatti, in modo analogo alle strutture fisse, quando il livello dell'acqua a valle uguaglia o supera la soglia della traversa, la struttura viene progressivamente sommersa e la portata scaricata diminuisce. Per approfondire l'argomento, il lettore è invitato a consultare dei testi classici che trattano la materia.

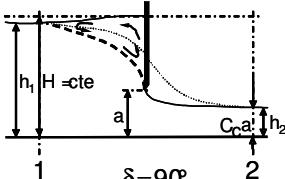
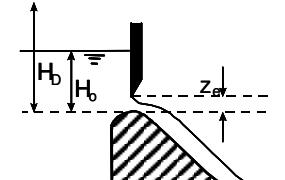
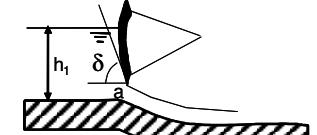
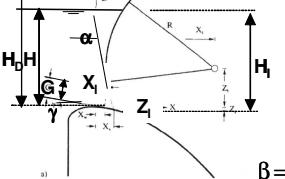
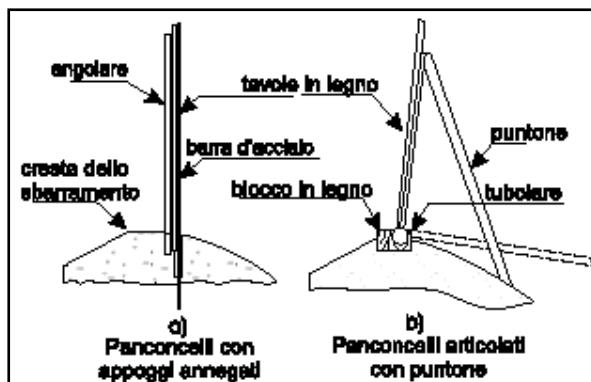
Type	Position	Design	Discharge relationships
Flat gate	rectangular canal		$Q = ab \cdot C_d \cdot \sqrt{2gh_1}$ $C_d = C_{d0} - \exp \left[ \frac{a}{2 \cdot h_1} \left( 1 - \frac{\delta^2}{b} \right) \right]$ $C_{d0} = 0.98 \cdot \left[ \frac{4+5 \cdot e^{-0.76 \delta}}{9} \right]$
	ogee weir		$\frac{Q_g}{Q_0} = \left[ \frac{H_b^{3/2}}{H_b} - \left( \frac{H_b - z_e}{H_b} \right)^{3/2} \right] \cdot \left( \frac{1}{6} + \frac{z_e}{H_b} \right)^{1/2}$ $Q_D = b C_{dg} H^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$ $C_{dg} = 0.494$
Sector or radial gate	rectangular canal		$Q = ab \cdot C_d \cdot \sqrt{2gh_1}$ $C_d = C_{d0} - \exp \left[ \frac{a}{2 \cdot h_1} \left( 1 - \frac{\delta^2}{b} \right) \right]$ $C_{d0} = 0.96 \cdot \left[ \frac{4+5 \cdot e^{-0.76 \delta}}{9} \right]$
	ogee weir		$Q = H_b \cdot b \cdot G \cdot C_{dg} \cdot \sqrt{2g H_b}$ $C_{dg} = 0.90 \cdot \left( 1 - \frac{\beta}{27^\circ} \right) \cdot \left( \frac{H}{H_b} \right)^{0.12}$ $G = \left[ 1 - \frac{2}{g} \cdot \left( \frac{x_i}{H_b} \right)^{3/2} \right] \cdot \left[ \frac{z_i}{H_b} + \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{x_i}{H_b} \right)^{1.85} \right]$ $\beta = \gamma - \alpha$

Figura 5.9: Caratteristiche di portata per diversi tipi di traverse mobili

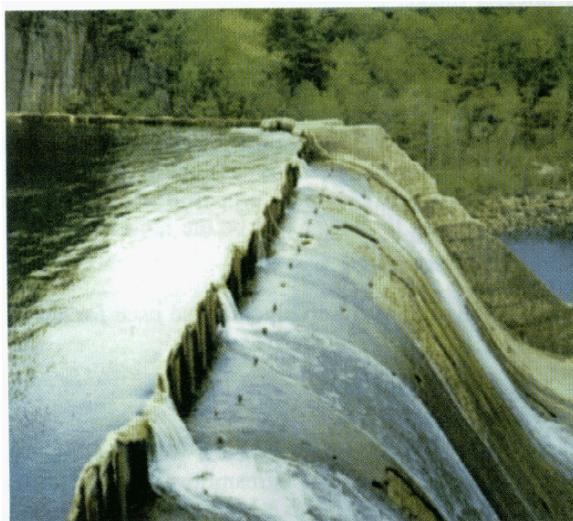
### 5.3.3 Altri tipi di traverse

#### Panconcelli

Per innalzare leggermente il pelo acqua alla traversa in modo da assicurare un sufficiente tirante d'acqua all'opera di presa senza rischiare l'inondazione dei terreni a monte in caso di piena, si possono installare dei panconcelli sulla cresta dello sbarramento (Figura 5.10). I panconcelli generalmente sono costruiti di legno e sono fissati con perni d'acciaio inseriti in una guida, pure d'acciaio, posta sulla cresta dello scaricatore di superficie (figura 5.10 a). In caso di piena i panconcelli devono essere rimossi a mano in modo da evitare l'esondazione a monte, operazione che in quelle circostanze risulta non facile. I panconcelli articolati alla base, riprodotti in figura 5.10 b, sono un po' più facili da togliere.



**Figura 5.10: Panconcelli con sostegni incernierati o fissi**

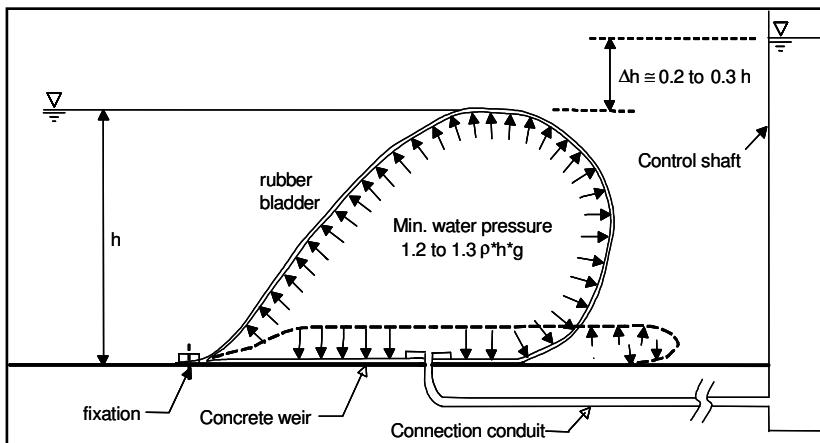


**Foto 5.5: Panconcelli con sostegni incernierati**

#### Traverse gonfiabili

Un'altra tipologia, che consente il comando a distanza, è quella delle traverse gonfiabili (gommoni) basata sull'uso di una camera d'aria di gomma rinforzata al posto del calcestruzzo, dell'acciaio o del legno. I gommoni offrono un'alternativa ai metodi convenzionali di costruzione delle traverse, con l'intrinseco vantaggio di bassi costi iniziali, esercizio semplice e manutenzione minima.

In effetti le traverse gonfiabili sono paratoie flessibili formate da camere di gomma rinforzata riempite d'aria o d'acqua, ancorate a una fondazione di calcestruzzo (figura 5.11) con bulloni gettati nella fondazione stessa. Come ogni altra paratoia, il gommone richiede un meccanismo per aprirla e chiuderla. Il gommone è innalzato mediante riempimento con acqua o aria in pressione. Un compressore d'aria o una pompa sono collegati a questo scopo, mediante un tubo, alla camera di gomma. Una volta riempita la camera, il gommone è completamente innalzato. Quando viene sgonfiato, il gommone si adagia sulla propria fondazione in posizione completamente aperta. Il sistema del gommone diventa economicamente conveniente quando la lunghezza della traversa è grande in relazione all'altezza di ritenuta.



**Figura 5.11: Traverso gonfiabili**

Quando la sicurezza della gestione del sistema è un punto critico, l'uso dei gommoni può fornire vantaggi sostanziali rispetto ai metodi convenzionali.

Un sensore elettronico controlla il livello d'acqua a monte e la pressione interna della camera del gommone. Un microprocessore mantiene costante il livello alla presa tramite piccoli cambiamenti sulla pressione interna della camera. Per evitare esondazioni a monte, un dispositivo analogo può controllare il gommone in modo da mantenere un predeterminato livello a monte.

Il sistema di controllo dei gommoni può essere progettato per sgonfiarli automaticamente su fiumi soggetti a improvvisi aumenti di portata. Per un tipico gommone, alto due metri e lungo trenta, questa operazione richiede meno di trenta minuti.



**Foto 5.6: Panconi manovrati da camere ad aria gonfiabili**

La fotografia 5.6 mostra un nuovo tipo di gommone, brevettato dalla Obermeyer Hydro, dove la parte di gomma incorpora uno scudo d'acciaio che si comporta come un pancone, rapidamente e facilmente manovrabile in caso di piene improvvise. Variando la pressione nella camera di gomma, lo scudo d'acciaio viene più o meno inclinato, variando di conseguenza il livello dell'acqua. Il sistema possiede un ulteriore vantaggio: la parte di gomma è sempre protetta dal materiale pesante trasportato dalle piene (la spinta di galleggiamento diminuisce il peso di corpi immersi e ne agevolano il trasporto da parte delle correnti di piena). L'interspazio tra gli scudi d'acciaio e tra scudo e supporto è chiuso da un grembiule di gomma ancorato a uno degli scudi.

### Fusegates

In grandi impianti, ma talvolta anche in piccoli, è raccomandabile l'installazione dei "Fusegates" sul tipo di quelli della Hydroplus<sup>2</sup>. In caso di piene importanti, quando l'acqua raggiunge un livello preimpostato, uno a più elementi "Fusegates" – sostanzialmente una sorta di cassoni incernierati di calcestruzzo – si ribaltano per aumentare la sezione di deflusso dello scarico di superficie (foto 5.7).



**Foto 5.7: Fusegates della Hydroplus**

### Scarichi a sifone

Dove lo spazio disponibile è esiguo altre soluzioni adottabili sono quelle di scarichi a sifone o a calice. Entrambe le soluzioni consentono di mantenere le escursioni di livello di monte entro limiti molto stretti. Lo scarico a sifone è essenzialmente un condotto chiuso curvato come in figura 5.12.

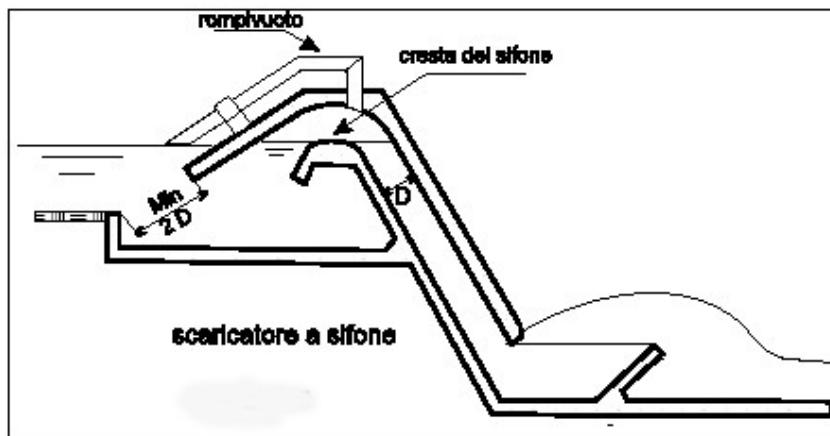
Quando il livello dell'acqua supera il gomito del sifone, l'acqua comincia a defluire lungo il condotto esattamente come in uno scarico di superficie a stramazzo, ma è quando sale ulteriormente il livello e il sifone si adesca che la portata scaricata aumenta considerevolmente. Solitamente i sifoni si adescano quando il livello dell'acqua raggiunge o oltrepassa la quota dell'estradosso, ma ci sono casi in cui l'adescamento avviene quando il livello di monte è salito fino ad un terzo dell'altezza della gola del sifone.

Se non è ben progettato, il flusso attraverso il sifone può divenire instabile. All'inizio il sifone scarica a gravità, ma nel momento in cui è si adesca, la portata scaricata aumenta improvvisamente. Di conseguenza il livello nel bacino cala, il sifone si disadesca e la portata scaricata si riduce. Il livello nel serbatoio cresce di nuovo, finché il sifone si adesca e il ciclo d'eventi si ripete indefinitamente, causando onde ed interruzioni del flusso. Una soluzione a questi problemi è data dall'installazione di sifoni multipli con differenti soglie d'intervento oppure da sifoni opportunamente aerati.

Quando il sifone è adescato, il flusso attraverso di esso è regolato come nelle condotte forzate, dall'equazione di Bernoulli. Assumendo che la velocità dell'acqua sia la stessa all'ingresso ed all'uscita del sifone, la perdita di carico può essere calcolata con le formule del Capitolo 2 par. 2.2.1.

Se la pressione nel punto più alto del sifone scende al di sotto della pressione di vapore, l'acqua vaporizza formando un gran numero di piccole bolle di vapore che trascinate dal flusso condensano in una zona dove la pressione torna a crescere. Questo fenomeno è noto

col nome di cavitazione e può essere molto dannoso. Per evitarlo, il dislivello tra il punto più alto del sifone e il massimo livello d'acqua nel serbatoio, in dipendenza dell'altezza sul livello del mare e della pressione atmosferica, non deve superare i 5 metri. Ulteriori dettagli su questo tipo di scaricatori si possono reperire in letteratura<sup>3</sup>.



**Figura 5.12: Configurazione schematica di uno scarico a sifone**

#### Sfioratori a calice

Gli sfioratori a calice o *glory hole* sono usati raramente nei piccoli impianti idroelettrici. Come illustrato dalla figura 5.13 essi sono composti da un ingresso conformato a calice per aumentare la lunghezza dello sfioro, da una transizione svasata con forma analoga a quelle degli scarichi a stramazzo (anche se talvolta viene gradonata per favorire l'aerazione della vena), da un pozzo verticale e da una galleria di scarico, che talvolta è in lieve pendenza per garantire che allo sbocco esso non si trovi mai in pressione.

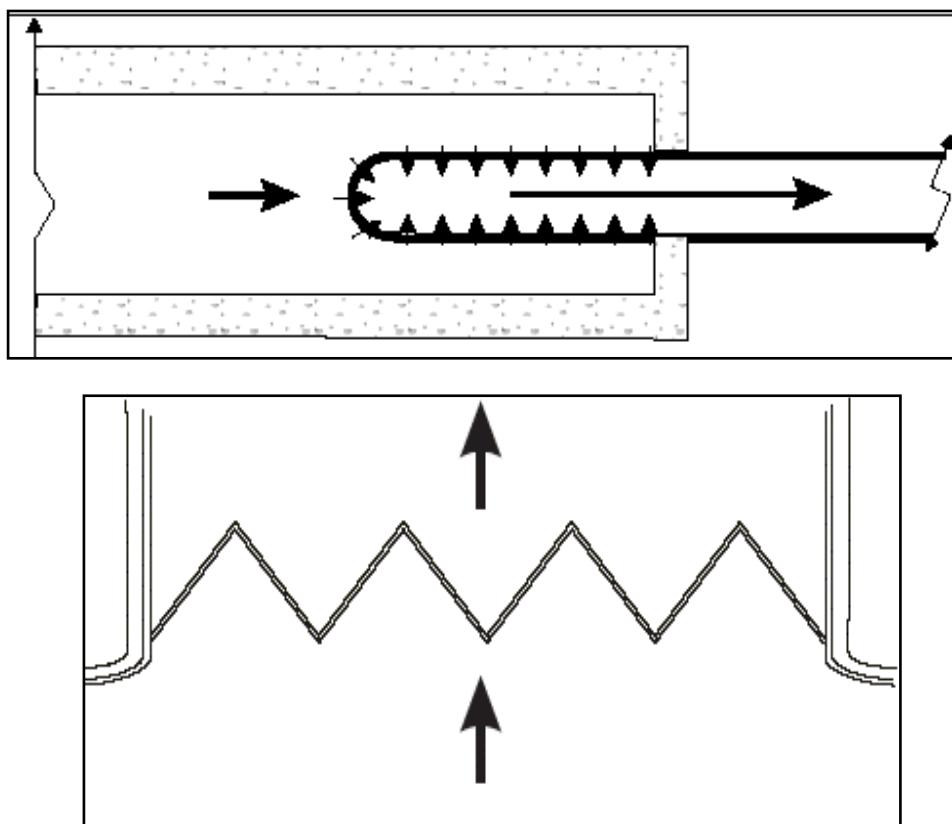
Le pubblicazioni dell'U.S. Bureau of Reclamation (USBR)<sup>6,7</sup> descrivono i principi su cui si basa la progettazione di questi manufatti.



**Figura 5.13: Sezione schematica di uno sfioratore a calice**

#### Sfioratori a U e a labirinto

In alcuni piccoli impianti, come ad esempio quelli su canali irrigui, solitamente non c'è spazio sufficiente per uno scarico convenzionale. In questi casi uno ciglio sfiorante a U o a labirinto (figura 5.14) consentono di scaricare portate più alte nel poco spazio disponibile.



**Figura 5.14: Sfioratori a U e a labirinto**

#### 5.4 Dissipatori d'energia

L'efflusso da uno scaricatore di superficie solitamente avviene in corrente veloce, tanto che si possono produrre profonde erosioni al piede della diga, specialmente se l'alveo è costituito da limi, argille, materiale incoerente o ghiaia. Per evitare danneggiamenti alla struttura possono essere utilizzate diverse soluzioni, alcune delle quali molto costose.

Le più utilizzate sono:

- bacini di dissipazione in successione;
- platea con denti di dissipazione;
- scivolo con vasca di smorzamento finale.

La maggior parte di queste strutture dissipano l'energia mediante la formazione di un risalto idraulico, dove la corrente passa da veloce a lenta, che permette di dissipare l'energia su distanze relativamente brevi. La progettazione e la costruzione dei dissipatori di energia è piuttosto complessa e pertanto è opportuno rivolgersi a degli esperti. Maggiori informazioni possono essere reperite in Vischer & Hager (1995).

Nelle dighe RCC è stato dimostrato che la parete inclinata a valle dello sfioratore è efficace nel ridurre la velocità del flusso e pertanto è possibile ridurre anche le dimensioni dei bacini di smorzamento.

## 5.5 Opere di presa

### 5.5.1 Premesse

L'opera di presa deve essere in grado di convogliare nel canale di carico, o nella condotta forzata, la quantità d'acqua prevista, riducendo al minimo ogni impatto negativo sull'ambiente locale e con perdite di carico ridotte. La presa funge da elemento di transizione tra un corso d'acqua, che può variare dal rigagnolo al torrente impetuoso, e il canale di derivazione, che convoglia una portata controllata sia in quantità sia in qualità. Il progetto della presa, basato su considerazioni geologiche, idrauliche, strutturali ed economiche, richiede un'attenzione particolare per evitare problemi di manutenzione e d'esercizio, cui non è facile porre rimedio in un secondo tempo, che bisogna poi portarsi appresso per tutta la vita dell'impianto.

Il progettista di un'opera di presa deve tenere presenti tre tipi di criteri di progettazione:

- criteri idraulici e strutturali, comuni a tutti i tipi di presa;
- criteri operativi (ad esempio la percentuale di acqua derivata rispetto alla disponibile, la sgrigliatura, il dissabbiamento etc.) che variano secondo il tipo di presa;
- criteri ambientali (barriere per impedire il passaggio di pesci, scale di risalita per pesci, etc) che sono caratteristiche del singolo impianto.

La localizzazione di un'opera di presa dipende da un gran numero di fattori, come la sommersione, le caratteristiche geotecniche del sito, i vincoli ambientali (in particolare con riferimento all'ittiofauna), il dissabbiamento e, in alcuni casi, la formazione di ghiaccio. L'orientamento della presa rispetto alla corrente è un fattore cruciale per minimizzare l'accumulo di materiale sulla griglia, fonte di problemi di manutenzione e causa di fermi impianto.

La configurazione ottimale è quella in cui la griglia è disposta perpendicolarmente alla traversa, così che durante i periodi di piena la corrente spinge i detriti sopra la sua soglia. La presa non dovrebbe essere localizzata nelle vicinanze di un tratto in cui l'acqua ristagna, perché le correnti di risucchio tipiche di queste aree causano l'accumulo di detriti all'ingresso della presa.

Le principali opere complementari della presa sono:

- una griglia, per ridurre la quantità di detriti e sedimenti grossolani trasportati dall'acqua in ingresso;
- un bacino di decantazione (dissabbiatore), dove la velocità della corrente diminuisce e si depositano tutte le particelle di diametro superiore ai 2 mm;
- un sistema di sghiaiamento, per eliminare il limo la sabbia e la ghiaia che si sono depositate con la minima perdita di acqua captata;
- uno sfioratore, per scaricare l'acqua in eccesso

### 5.5.2 Tipi di opere di presa

La prima cosa che il progettista deve stabilire è il tipo di presa adatto all'impianto. Malgrado la notevole varietà delle prese esistenti, esse possono essere classificate in base ai seguenti criteri:

- *presa diretta<sup>1</sup> da bacino*: la presa alimenta direttamente la condotta forzata (Figura 5.8). Queste prese si rinvengono di solito in presenza di laghi o bacini artificiali e l'acqua viene convogliata in pressione.

- *opera di derivazione*: la presa alimenta altre vie d'acqua (canali di carico, gallerie, etc.) che di solito terminano nel bacino di carico (figura 1.1, cap. 1). Queste prese si rinvengono di solito lungo i corsi d'acqua e i canali e trasportano l'acqua a pelo libero.

Le prese di derivazione lungo i corsi d'acqua possono essere ulteriormente classificate in laterali, frontali e a trappola. Le principali caratteristiche di questi tre tipo sono riassunte nella tabella 5.1.

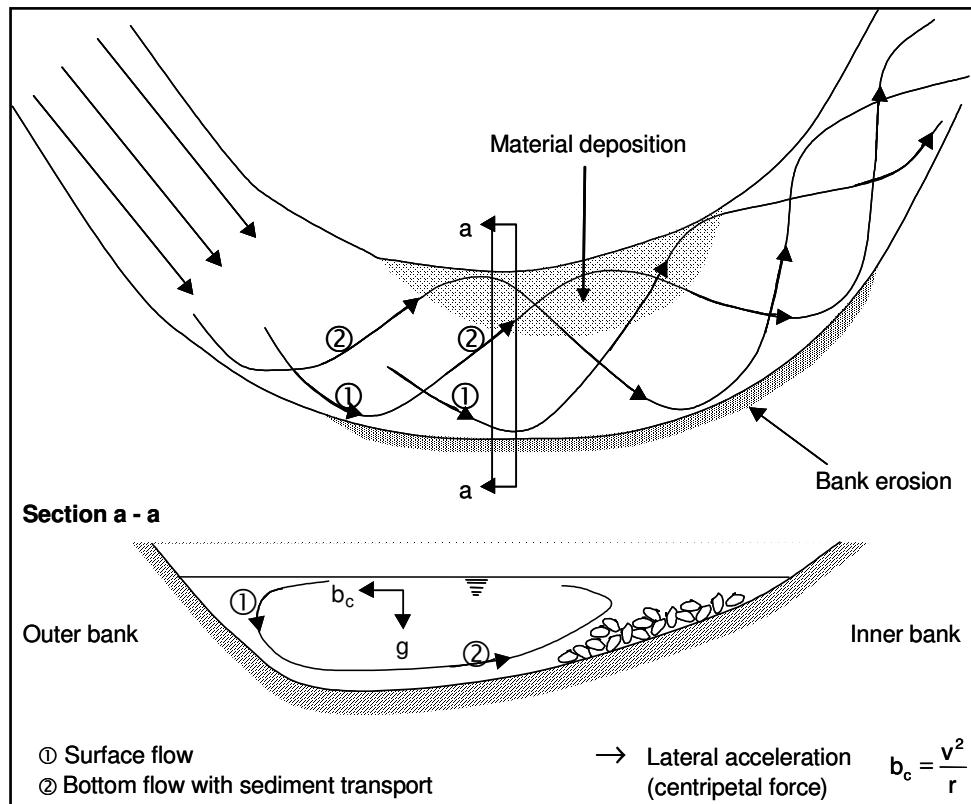
**Tabella 5.1: Caratteristiche dei tipi di presa**

		Pendenza del corso d'acqua	Larghezza del corso d'acqua	Andamento planimetrico del corso d'acqua	Trasporto di sedimenti
<b>Presa laterale</b>	su lato esterno curva	0,001%<J<10%	Tutte le larghezze	In curva è ottimale	Forte trasporto di fondo, modesto trasporto in sospensione ( $Q_{sp} < Q_{cr}$ )
	con canale sghiaiatore	0,01%<J<10%	B<50m	Possibile su tratti rettilinei con contromisure	Forte trasporto di fondo con continuo spurgo, forte trasporto in sospensione
<b>Presa frontale</b>	con canale sghiaiatore	0,01%<J<10%	B<50m (B<500m per opere poco costose)	Rettilineo è l'optimum, con curve è possibile con contromisure	Forte trasporto di fondo con continuo spurgo, fortissimo trasporto in sospensione
<b>Presa a trappola</b>		J>10% preferibile, possibile anche con 2,5%	B<50m (B<500m per strutture che coprono solo parte della larghezza)	rettilineo	Forte trasporto di fondo (solo particelle di grandi dimensioni)

Le prese laterali sfruttano una curva del fiume oppure utilizzano un canale di sedimentazione. Il primo tipo è illustrato nella figura 5.15. La presa in questo caso si giova della presenza di una forte corrente secondaria che scorre lungo il lato esterno della curva e che evita che il materiale di fondo entri nella presa. La portata di progetto  $Q_{ep}$  deve essere minore del 50% della portata critica  $Q_{cr}$ , dove quest'ultima è definita come la portata raggiunta la quale inizia il trascinamento del materiale di fondo.

---

- <sup>1</sup> In questo caso si parla di bacino di carico, anche se, in verità, questo termine solitamente indica il manufatto posto alla fine del canale di adduzione;



**Figura 5.15: Correnti secondarie nelle curve dei corsi d'acqua**

Il secondo tipo di prese laterali utilizza un canale sghiaiatore di fronte alla presa, per prevenire l'ingresso nella presa sia del materiale sospeso che di quello di fondo. Non vi sono pertanto limiti sulla portata. Il canale è realizzato con una scogliera di massi di almeno 1-1,5 m, come indicato in figura 5.13, e la sua pendenza dovrebbe essere di almeno il 2%, preferibilmente il 5%. Il fondo del canale deve essere protetto dall'abrasione, tramite l'utilizzo di calcestruzzo o pietre. Una dente parzialmente sommerso (0,8-1,0 m di sommersione) è realizzato per evitare che i corpi galleggianti entrino nella presa. I principali elementi della struttura di una presa laterale sono illustrati nella Figura 5.16: una traversa mobile, un canale di sedimentazione e la presa con griglia.

Le prese frontali sono sempre equipaggiate con un canale di sedimentazione e sono particolarmente adatte per i tratti rettilinei dei corsi d'acqua. Il canale di sedimentazione deve essere continuamente sghiaiatto e il corso d'acqua può essere largo al massimo 50 m. Il principale vantaggio di questo tipo di prese è la loro capacità di funzionare anche in presenza di grandi quantità di materiale trascinato sul fondo e sospeso. D'altro canto ciò richiede una continua attività di sghiaiamento/spurgo e pertanto un notevole spreco di acqua. Le prese frontali sono largamente utilizzate in corsi d'acqua caratterizzati da letti molto larghi e da un elevato carico sospeso, come ad esempio in India e in Pakistan. In Europa trovano invece scarsa applicazione.

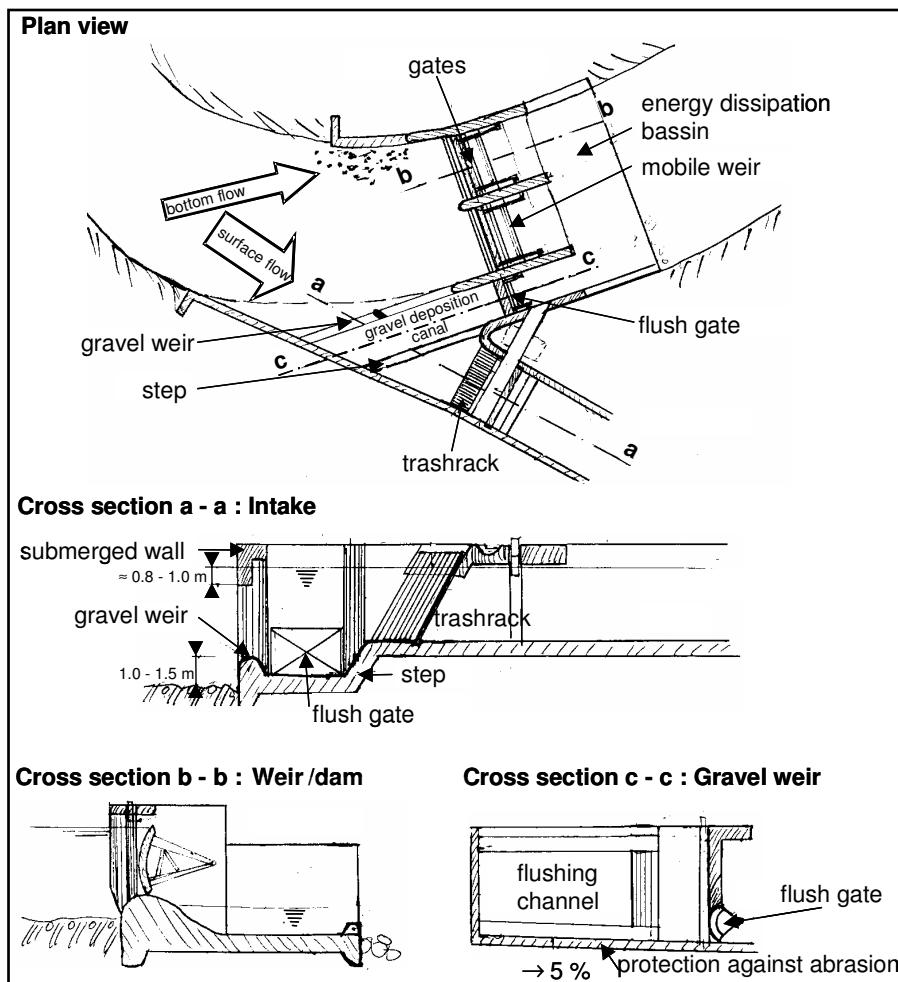


Figura 5.16: Configurazione tipica di presa laterale

Le *prese a trappola* sono generalmente utilizzate in corsi d’acqua con forte pendenza, come i torrenti, e per tratti di fiume rettilinei. La presa di tipo “francese” (Figura 5.17) è essenzialmente costituita da un canale, realizzato all’interno del letto del fiume, che lo attraversa trasversalmente ed è protetto da una griglia con una pendenza maggiore di quella del letto del fiume. Le barre della griglia sono orientate parallelamente al flusso dell’acqua. La foto 5.8 mostra una presa a trappola installata su un corso d’acqua di montagna nelle Asturie (Spagna).

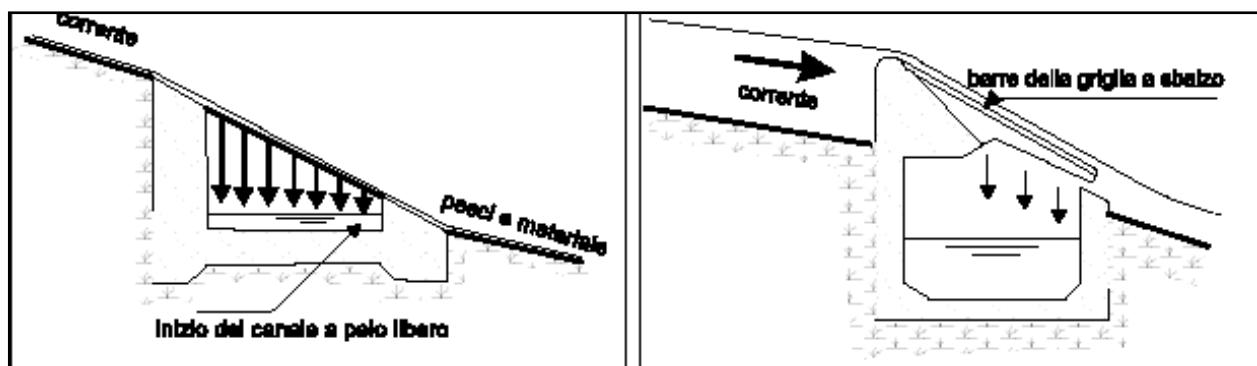


Figura 5.17: Esempi di prese a trappola

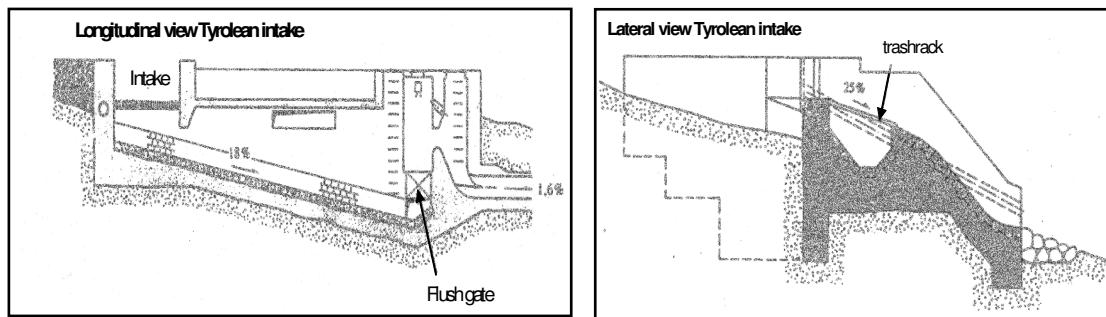


**Foto 5.8: presa a trappola**

La presa tipo “Coanda” è un ulteriore affinamento della presa a trappola che sfrutta l’*effetto Coanda*, tipico degli impianti dei giacimenti minerali, per separare i pesci e i materiali trasportati dall’acqua pulita. Essa consiste in una traversa recante, nella parte di valle, una griglia d’acciaio inossidabile, sotto la quale è ricavato un canale trasversale di raccolta, come nelle prese a trappola. A differenza di queste, la griglia ha le barre orientate orizzontalmente e di sezione triangolare, per incrementare il passaggio di acqua. L’acqua cade attraverso la griglia, mentre i pesci e il materiale trasportato dall’acqua sono scaricati a valle alla base della griglia.

Questo tipo di presa è in grado di rimuovere il 90% dei solidi fino a 0,5 mm, il che consente di non prevedere il bacino dissabbiatore con i relativi sistemi di rimozione del sedimento. La presa è brevettata da AQUA SHEAR e distribuita in Europa da DULAS<sup>11</sup>.

Nelle Alpi è stato sviluppato un tipo di presa a trappola particolarmente adatto ai torrenti molto scoscesi, ubicati in aree montuose difficilmente accessibili, chiamato presa “Tirolese” (Figura 5.18).



**Figura 5.18: presa “Tirolese”**

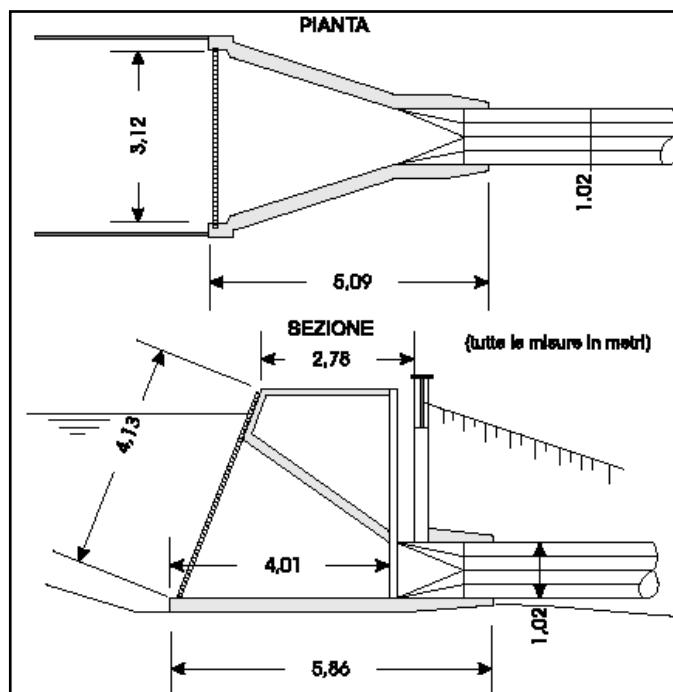
Le prese dirette sono utilizzati soprattutto in presenza di laghi o serbatoi artificiali. L’acqua viene trasportata in pressione e pertanto i problemi associati a questo tipo di prese sono differenti da quelli delle opere di derivazione. Per esempio i sedimenti entrano molto più difficilmente nella presa, sebbene depositandosi all’interno del bacino rappresentano comunque un problema. D’altra parte le prese in pressione a basso battente presentano il rischio che si formino dei vortici al loro ingresso e conseguentemente delle bolle d’aria lungo la condotta. Questo problema verrà discusso più avanti.

### 5.5.3 Perdite di carico

Nei piccoli impianti idroelettrici, le perdite di carico rivestono un'importanza fondamentale per la fattibilità del progetto e perciò devono essere minimizzate quanto più possibile. Questo può essere ottenuto tenendo prestando attenzione ai seguenti elementi:

- pareti di accompagnamento alla griglia, progettate per minimizzare la separazione della vena fluida e le perdite di carico;
- geometria delle pile di sostegno degli equipaggiamenti meccanici, inclusa la griglia e le paratoie
- setti guida per distribuire uniformemente il flusso d'acqua
- sistemi di eliminazione dei vortici
- griglie progettate in modo appropriato

Il profilo di velocità influenza in modo decisivo l'efficienza del sistema. La velocità in un bacino di carico può variare da 0,8-1,0 m/s davanti alla griglia fino a 3,0-5,0 m/s nella condotta. Un buon profilo garantisce un'accelerazione uniforme del flusso minimizzando le perdite di carico. Un'improvvisa accelerazione o decelerazione della corrente provoca turbolenza e la separazione della vena fluida, e quindi accresce le perdite di carico. Purtroppo un'accelerazione costante con piccole perdite di carico richiede una presa complessa costruttivamente e lunga, e perciò molto costosa. Si deve quindi raggiungere un compromesso tra costo dell'opera e la sua efficienza. Le massime velocità ammissibili in condotta ne condizionano il diametro, mentre una velocità ragionevole della portata in ingresso alla griglia sarà il vincolo da rispettare per il dimensionamento della sezione rettangolare.



**Figura 5.19: Presa a trappola “francese”**

Il settore ricerche del Energy, Mines and Resources del Canada<sup>10</sup>, ha commissionato uno studio sui coefficienti di perdita di carico per piccole opere di presa su bassi salti in modo da fissare delle linee guida per la scelta della geometria ottimale del bacino di carico.

I risultati hanno dimostrato che i benefici economici aumentano più la geometria dell'opera è sagomata idraulicamente con profilo della copertura inclinato progressivamente mediante l'utilizzo casseforme piane.

Inoltre è emerso che il risparmio ottenuto con bacini più corti e compatti è superiore alle penalizzazioni in fase d'esercizio dovute alle maggiori perdite di carico.

L'analisi costi/benefici suggerisce pertanto che la soluzione migliore è quella con un bacino di carico compatto con una copertura inclinata e pareti convergenti (figura 5.19, alternativa 2 dello studio citato), mentre è risultato che la lunghezza del bacino non abbia un peso predominante tra i fattori che determinano le perdite di carico totali. Il coefficiente  $k$  di perdita di questo profilo è di 0,19. Le perdite di carico, in metri, nel bacino di carico sono date da:

$$\Delta h = 0,19 V^2 / 2g \quad (5.1)$$

dove  $V$  è la velocità nella condotta (m/s).

Le perdite di carico relative alla griglia dipendono dalla spaziatura e dalla forma delle barre, dalla sua orientazione rispetto al flusso dell'acqua e dell'eventuale effetto di ostruzione causato dai detriti e saranno analizzate nel dettaglio più avanti.

#### 5.5.4 Griglie

Una delle principali funzioni delle prese è quella di minimizzare l'ingresso del materiale trasportato dall'acqua in arrivo; a questo scopo all'ingresso dell'opera di presa viene collocata una griglia per evitare appunto che corpi galleggianti e grosse pietre possano entrare nell'impianto. La griglia è realizzata in più elementi costituiti da una serie di barre con spaziatura costante. Se c'è il rischio che il corso d'acqua durante la stagione delle piene possa trasportare grandi quantità di materiale, è opportuno installare, a monte della griglia usuale, un griglione amovibile con barre molto spaziate, da 100 a 300 mm, per ridurre il carico e migliorare l'efficienza degli sgrigliatori automatici.

Le griglie vengono realizzate con barre d'acciaio inossidabile o di plastica; queste ultime possono essere facilmente costruite con profilo alare che consente di conseguire minor insorgenza di fenomeni turbolenti e minori perdite di carico. La spaziatura varia da una luce netta di 12 mm, per piccole turbine Pelton con alti salti, ad un massimo di 150 mm, per grandi eliche per bassi salti. La griglia deve avere un'area netta, data dall'area totale meno l'ingombro frontale delle barre, tale che la velocità dell'acqua in griglia non superi 0,75 m/s per piccoli bacini e 1,5 m/s per grandi bacini di carico, al fine di evitare che i corpi galleggianti siano attratti verso la griglia. Le griglie possono essere imbullonate al telaio di supporto con bulloni d'acciaio inossidabile oppure essere alloggiate in fessure verticali, in modo da poter essere rimosse e sostituite con panconi quando sia necessario fermare l'impianto per manutenzioni o riparazioni. Nel caso di grandi griglie si deve ipotizzare che la griglia possa essere completamente intasata e quindi si deve calcolare la struttura di sostegno in modo che resista senza eccessive deformazioni a un carico pari alla pressione totale dell'acqua esercitata sull'intera area della griglia.



Foto 5.9: Paragalleggianti prefabbricati

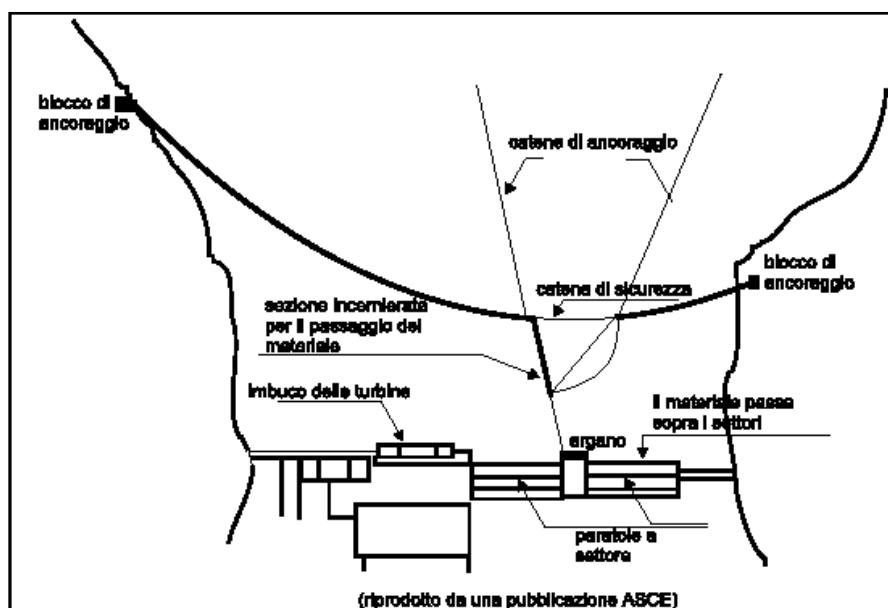


Figura 5.20: Disposizione dei paragalleggianti

Nel caso in cui il fiume trasporti detriti molto ingombranti, le griglie possono essere precedute da sistemi paragalleggianti. Nella loro forma più semplice essi sono costituiti da pezzi di legno uniti testa a testa con cavi o catene. I paragalleggianti più sofisticati sono realizzati con strutture prefabbricate d'acciaio o di plastica (fotografia 5.9) sostenute da cavi d'acciaio. La collocazione dei paragalleggianti è critica, perché la loro intrinseca configurazione curva non li predispone ad autopulirsi durante le piene. La figura 5.20, riprodotta dalla referenza 11, mostra uno schema di paragalleggianti piuttosto complesso, progettato per un duplice scopo: evitare che le barche finiscano sullo scaricatore di superficie e proteggere il bacino di carico adiacente. Un'estremità del paragalleggiante è impenetrata alla parte fissa, affinché gli argani possano manovrare l'altro estremo per far passare il materiale sopra lo scarico di superficie, nei periodi in cui tendano ad accumularsi grandi quantità di materiale.

La griglia è progettata in modo che la velocità d'ingresso sia tra 0,60 e 1,50 m/s.

La massima spaziatura possibile tra le barre di solito viene specificata dai costruttori di turbine. Valori tipici sono 20-30mm per le Pelton, 40-50mm per le Francio e 80-100 mm per le Kaplan.

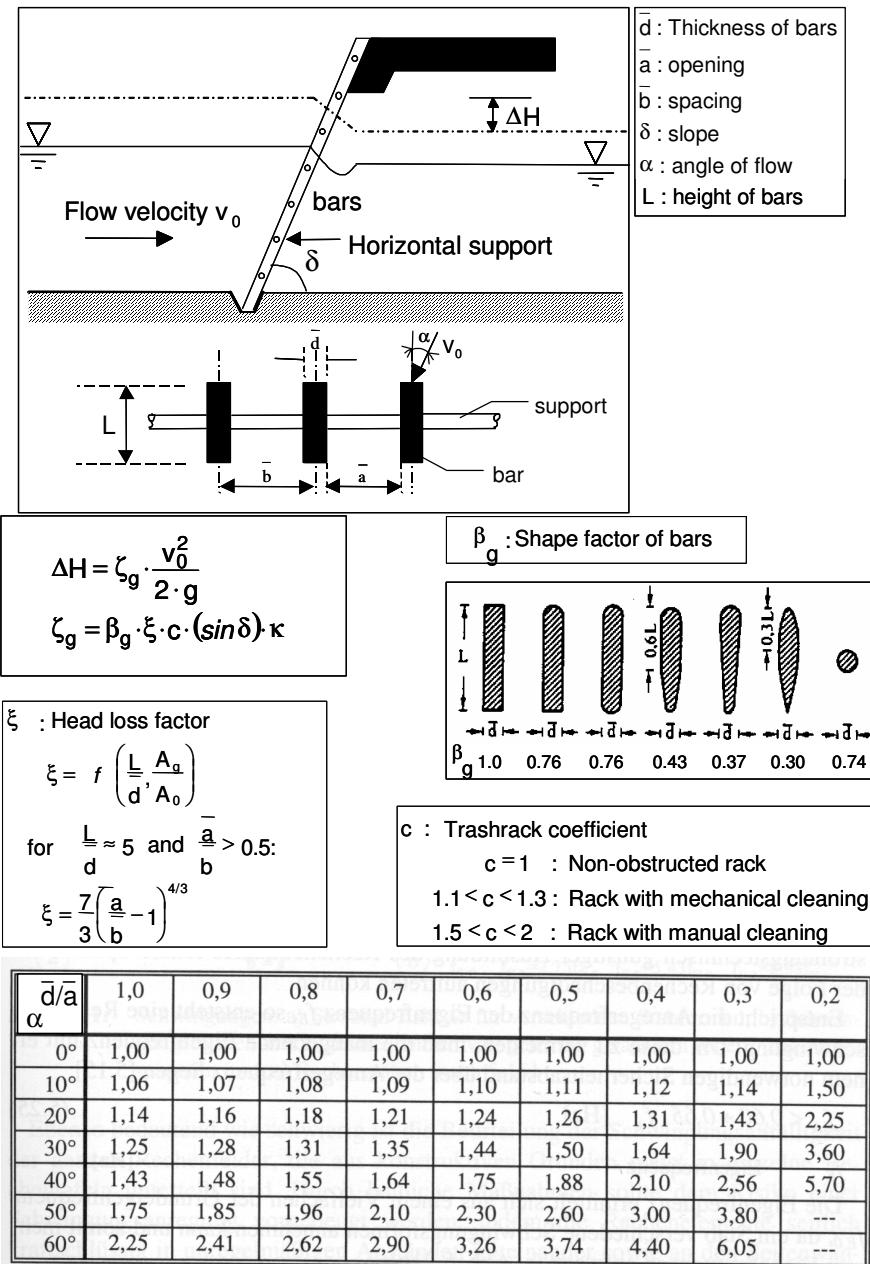


Figura 5.21: Formule per calcolare le perdite di carico

Come si può vedere, le perdite di carico dipendono da molti fattori, come per esempio la modalità con cui la griglia viene pulita. Le equazioni presentate (Figura 5.21) sono valide solo per barre rettangolari, ma l'esperienza ha dimostrato che possono essere utilizzate anche per barre di forma diversa. La pulizia delle griglie è molto importante per ridurre le perdite di carico attraverso il sistema. La pulizia manuale è molto difficile, specialmente durante le piene, pertanto è opportuno installare un sistema di pulizia meccanizzato.

Un'altra formula utilizzata per calcolare le perdite di carico attraverso le griglie è quella di Kirscher, illustrata dettagliatamente nel Capitolo 2, paragrafo 2.2.2.1. Questa formula è valida solo nel caso in cui la corrente sia perpendicolare alla griglia.

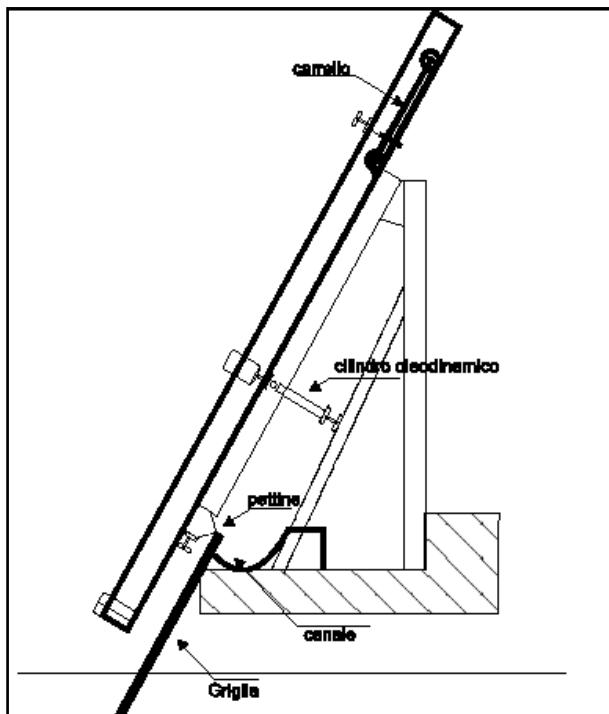


Figura 5.22: Cilindri oleodinamici



Foto 5.10: Cilindri oleodinamici telescopici

La griglia è opportuno che sia removibile, in caso di riparazioni e di manutenzioni, e dotata di sistemi di pulizia. Per facilitarne la pulizia manuale è consigliabile un'inclinazione di 30° sull'orizzontale, sebbene spesso si utilizzino angoli maggiori. Le griglie si possono pulire manualmente fino ad una profondità di 4 metri. Per facilitare l'operazione si deve prevedere un piano di manovra posizionato al di sopra del massimo livello dell'acqua.

Negli impianti non presidiati e telecontrollati devono essere installati sgrigliatori automatici. Essi possono essere progettati in modo da intervenire o ad intervalli di tempo prestabiliti o in base a differenze di livello preimpostate. In questo secondo caso un sensore misura la perdita di carico attraverso la griglia; quando un accumulo di materiale contro la griglia provoca un determinato aumento della differenza di livello a cavallo della griglia, interviene lo sgrigliatore automatico.

Lo sgrigliatore in figura 5.22 è azionato da cilindri oleodinamici. Il cilindro secondario avvicina o allontana il pettine montato su un braccio incernierato ad un'estremità. Il pettine viene dapprima allontanato dalla griglia e calato in acqua fino a fine corsa; poi una volta avvicinato alla griglia viene risollevato correndo lungo di essa. Il pettine è costituito da una serie di denti, montati su un supporto in poliammide, che scorrono negli spazi tra le barre. Lo sgrigliato è sollevato fino alla testa della griglia per essere scaricato in una canaletta o su un nastro trasportatore. Nel primo caso una piccola pompa immette acqua nella canaletta per facilitare il convogliamento dello sgrigliato. Il problema dello smaltimento dello sgrigliato deve essere risolto caso per caso, tenendo presente che uno sgrigliatore può rimuovere da un bacino di carico una quantità di materiale talvolta incredibile.

Allorquando la griglia è molto lunga, si utilizza una struttura scorrevole montata su un sistema di binari che corre lungo tutta la griglia. Il sistema di controllo automatico dello sgrigliatore può essere programmato in modo da passare sopra le strutture di supporto senza l'intervento dell'operatore. Utilizzando cilindri telescopici si possono raggiungere profondità fino a 10 m che, unite alla pressoché illimitata corsa orizzontale rende possibile installare sgrigliatori in grado di pulire vaste superficie di griglia (fotografia 5.10).

### 5.5.5 Vorticosità

Una buona camera di carico non deve solo minimizzare le perdite di carico, ma anche evitare lo sviluppo di vortici, poiché influenzano negativamente le prestazioni delle turbine, specialmente di quella a bulbo e a pozzo. Di fatto i vortici:

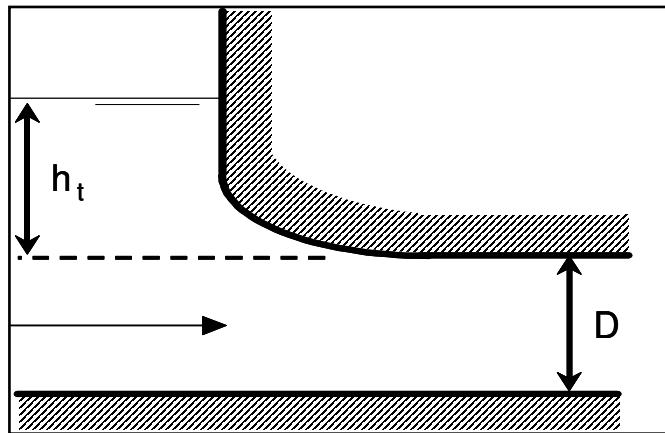
- generano condizioni di flusso non uniforme.
- immettono aria nella corrente liquida con effetti dannosi sulle turbine: vibrazioni, cavitazione, carichi non equilibrati, etc.
- aumentano le perdite di carico e diminuiscono il rendimento della turbina
- trascinano materiale dentro la camera di carico.

I criteri da seguire per evitare la formazione di vortici sono ben lunghi dall'essere chiaramente definiti, e non esiste una singola formula che tenga adeguatamente conto dei possibili fattori che incidono sul fenomeno. Secondo il Comitato ASCE per le opere di presa degli impianti idroelettrici, quei fattori di disturbo che introducono non uniformità nelle velocità sono fonte di vortici. Tra questi ci sono:

- condizioni asimmetriche d'arrivo dell'acqua;
- sommergenza insufficiente;
- separazione della vena fluida e formazione di vortici,
- velocità in arrivo superiori a 0,65 m/s;
- bruschi cambi nella direzione del flusso.

La sommergenza insufficiente e l'asimmetria della corrente in arrivo sembrano essere le cause più comuni di formazione di vortici. Una configurazione asimmetrica genera più facilmente vortici di una simmetrica. Pertanto, se l'imbocco è sufficientemente profondo e la corrente è uniforme, viene ridotta la formazione di vortici.

Esistono formule empiriche che esprimono il minimo livello di sommersione della presa necessario per evitare la formazione di vortici intensi. In ogni caso al momento non esiste nessuna teoria che tenga conto di tutti i parametri rilevanti. Nella Figura 5.23 viene illustrato il minimo livello di sommersione.



**Figura 5.23: Minimo livello di sommersione**

La sommersione viene indicata con  $h_t$ . Le seguenti formule esprimono i valori minimi per  $h_t$ :

$$\text{KNAUSS} \quad h_t \geq D \cdot \left( 1 + 2.3 \cdot \frac{V}{\sqrt{g \cdot D}} \right) \quad (5.2)$$

$$\text{NAGARKAR} \quad h_t \geq 4.4 \cdot (V \cdot D^{0.50})^{0.54} \quad (5.3)$$

$$\text{ROHAN} \quad h_t \geq 1.474 \cdot V^{0.48} \cdot D^{0.76} \quad (5.4)$$

$$\text{GORDON} \quad h_t \geq c \cdot V \cdot \sqrt{D} \quad (5.5)$$

con     $c = 0.7245$  per condizioni asimmetriche di arrivo dell'acqua  
 $c = 0.5434$  per condizioni simmetriche di arrivo dell'acqua

È importante sottolineare che  $V$  è la velocità in m/s all'interno della condotta a valle e  $D$  è il diametro idraulico in m della condotta a valle.

Oltre ad assicurare la minima sommersione, alcune regole costruttive possono aiutare e prevenire la formazione dei vortici. Per esempio si possono evitare le condizioni di flusso asimmetrico tramite la realizzazione di pareti verticali, di pile, di griglie, di zattere galleggianti e mediante un'opportuna progettazione della forma dell'imbocco.

## 5.6 Dissabbiatori

### 5.6.1 Premesse

Le prese di derivazione sono progettate per prevenire l'ingresso dei detriti galleggianti e il trasporto di fondo, ma non possono evitare l'ingresso dei sedimenti sospesi. Per questo motivo a valle della presa viene realizzato un dissabbiatore. Lo scopo principale di queste strutture è di evitare l'insabbiamento delle opere poste a valle (canali, pozzetti, etc.) e di limitare il danneggiamento delle apparecchiature meccaniche.

Il funzionamento di un dissabbiatore avviene mediante la diminuzione della velocità della corrente e della turbolenza, che causa la decantazione sul fondo dei sedimenti sospesi. La diminuzione della velocità della corrente viene ottenuta tramite un allargamento del canale regolato da una traversa posta a valle, come mostrato in Figura 5.24.

Per ridurre il tempo di sghiaiamento e la quantità d'acqua impiegata, può essere utilizzato un sistema meccanico di svuotamento.

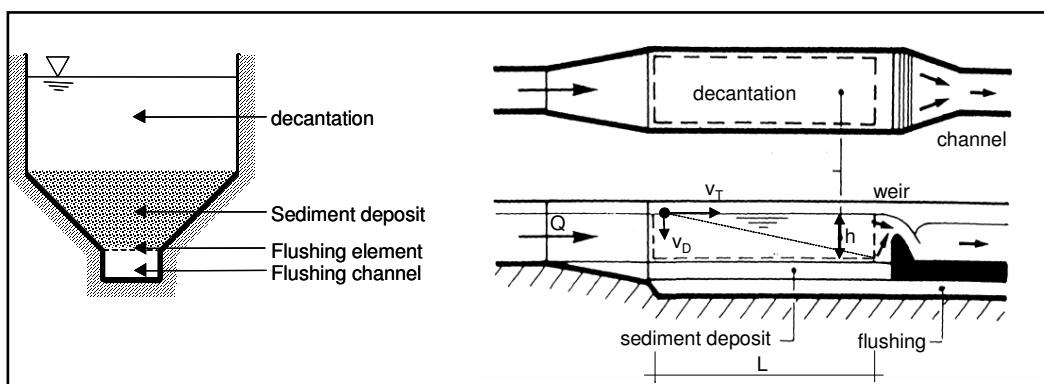


Figura 5.24: Dissabbiatore

### 5.6.2 Efficienza di un dissabbiatore

L'efficienza di un dissabbiatore viene definita mediante il diametro delle particelle che vi si depositano. La scelta del livello di efficienza dipende dal tipo di turbine e dal salto lordo dell'impianto. Per una turbina Francis, il potere abrasivo dei granelli di sedimento può essere espresso in funzione della velocità dei granelli e del salto lordo dell'impianto, come specificato nella formula:

$$P_e = \mu \cdot \nabla \cdot \frac{\rho_s - \rho_E}{R} \cdot V^3 \quad (5.6)$$

dove  $\mu$  è un coefficiente di attrito tra le pale della turbina e i granelli,  $\nabla$  è il volume dei granelli,  $\rho_s$  e  $\rho_E$  sono la densità dei granelli e dell'acqua,  $R$  è il raggio della pala e  $V$  è la velocità dei granelli. Il volume dei granelli è direttamente correlato all'efficienza del dissabbiatore.

Gli intervalli di tempo tra gli interventi di manutenzione di una turbina Francis sono di 6-7 anni per dissabbiatori con un'efficienza di 0,2 mm, di 3-4 anni se l'efficienza è di 0,3 mm e di 1-2 anni se l'efficienza è solo di 0,5 mm. È ovvio d'altronde che il costo di un dissabbiatore cresce all'aumentare della sua efficienza. Dunque l'efficienza ottimale può essere individuata sulla base dei costi di costruzione, delle perdite di carico, dei costi di

manutenzione delle turbine e dei costi di esercizio. L'esperienza ha insegnato che nel complesso la soluzione più economica corrisponde ad un'efficienza di circa 0,2 mm in condizioni particolarmente critiche (alti salti, presenza di particelle di quarzo) e di circa 0,3 mm in condizioni normali.

### 5.6.3 Progettazione di un dissabbiatore

La lunghezza necessaria di un dissabbiatore è definita sulla base della portata dell'opera di presa e dell'efficienza scelta per il dissabbiatore (diametro delle particelle che si depositano all'interno del dissabbiatore). La lunghezza deve essere tale da consentire a tutti i granelli sospesi di depositarsi sul fondo prima di uscire dal dissabbiatore. Questo accade se il tempo di decantazione  $t_D$  è equivalente al tempo di trasporto  $t_t$ . Il primo è definito come  $h/v_D$  e il secondo come  $L/v_T$  (vedere figura 5.24).

Perciò la lunghezza minima necessaria per far depositare un granello di diametro  $d_D$  è data da:

$$L \geq \frac{Q}{v_D \cdot B} \quad (5.7)$$

La larghezza  $B$  deve risultare minore di 1/8 della lunghezza  $L$  e anche minore del doppio della profondità  $h$ . La velocità di decantazione  $v_D$  è definita dalla formula di Newton o di Prandtl per le particelle sferiche in condizioni ideali, come ad esempio in presenza di acqua pura e in assenza di turbolenza. Essa dipende dalla resistenza di forma della particella che a sua volta dipende dal numero di Reynolds. Per le situazioni reali non esistono formule e bisogna procedere in modo sperimentale. Nella pratica viene spesso usata la formula empirica di Zanke come primo approccio in condizioni di moto laminare:

$$v_D = \frac{100}{9 \cdot d} \left( \sqrt{1 + 1.57 \cdot 10^2 \cdot d^3} - 1 \right) \quad (5.8)$$

dove  $v_D$  è espressa in mm/s e il diametro del granello in mm. Questa formula è valida solamente in presenza di acqua con  $T=20^\circ\text{C}$  e di un rapporto tra la densità del granello e quella dell'acqua di 2,65.

In condizioni di flusso turbolento, la velocità di decantazione decresce e la seguente espressione risulta più appropriata:

$$v_D = v_{D0} - \alpha \cdot v_T \geq 0 \quad (5.9)$$

in cui  $v_{D0}$  è la velocità di decantazione in condizioni di moto laminare e  $\alpha$  un fattore di riduzione (in  $[1/\text{m}^{1/2}]$ ) espresso come una funzione della profondità del dissabbiatore  $h$  (m):

$$\alpha = \frac{0.132}{\sqrt{h}} \quad (5.10)$$

Infine, per progettare un dissabbiatore in modo appropriato, deve essere definita la velocità critica di trasporto, cioè il valore limite tra il regime di sospensione e il regime di deposito. Se la velocità è troppo alta, c'è il rischio che i sedimenti depositati vengano risollevati dalla corrente. La seguente formula è valida in presenza di un coefficiente di scabrezza di

Manning-Strickler  $K = 60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  ( $K = 1/n$ , valore medio per il calcestruzzo) e per un rapporto tra la densità del granello e quella dell'acqua di 2,65:

$$v_{cr} = 13 \cdot R_h^{1/6} \cdot \sqrt{d} \quad (5.11)$$

Valori tipici di  $v_{cr}$  sono 0,2-0,3 m/s.

Ulteriori informazioni relative alla progettazione e alla costruzione possono essere trovate in Bouvard (1984).

## 5.7 Paratoie e valvole

In tutti i piccoli impianti idroelettrici alcuni componenti, per una ragione o per l'altra (manutenzione, riparazioni, riduzioni del tempo di mantenimento della velocità di fuga della turbina in caso di stacco di carico, etc.), devono poter essere temporaneamente isolati. Alcune delle paratoie e delle valvole adatte allo scopo da installare alle opere di presa degli impianti sono le seguenti:

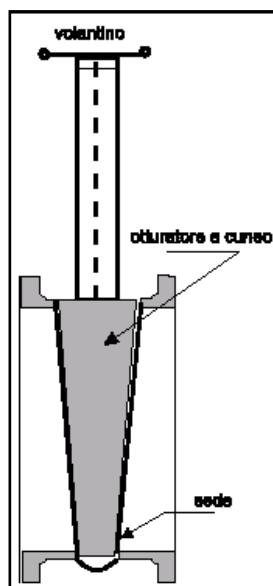
- panconi di legno.
- paratoie piane a strisciamento di ghisa, acciaio, materiale plastico o legno.
- paratoie a ventola con o senza contrappesi.
- valvole a sfera, rotative, a saracinesca, a farfalla.

Quasi senza eccezioni, le camere di carico comprendono una paratoia o una valvola di guardia posta a monte della turbina, che può essere chiusa per consentire lo svuotamento della condotta che porta alla turbina. Questa paratoia deve essere progettata in modo da poter essere chiusa, in caso di fuori servizio, con la massima portata della turbina ed essere aperta, anche parzialmente, sotto il massimo carico d'acqua, per consentire il riempimento della camera turbina.

Per basse pressioni il tipo più semplice di organo d'intercettazione è il pancone costituito da travi di legno sovrapposte e calato entro delle scanalature laterali. I panconi non possono regolare le portate e sono usati solo per intercettarle. Se la portata deve essere completamente intercettata, come quando si debba intervenire per riparazioni a valle, è raccomandabile l'installazione di due serie di panconi, separate una dall'altra di circa 15 cm, in modo da poter riempire con argilla l'interspazio e migliorare la tenuta idraulica.

Le paratoie e le valvole, invece, regolano le portate lungo le vie d'acqua. Le paratoie a strisciamento sono solitamente impiegate per regolare le portate lungo i canali a pelo libero o in condotti in bassa pressione. L'applicazione tipica si ha per la regolazione delle portate nelle opere di presa convenzionali dove, se necessario, la portata può essere completamente intercettata per consentire lo svuotamento delle vie d'acqua. Le paratoie di ghisa sono quelle usate più di frequente per luci inferiori ai  $2 \text{ m}^2$ .

Per luci maggiori le paratoie d'acciaio sono più economiche. Le paratoie piane si usano raramente sulle condotte forzate a causa dei lunghi tempi di chiusura. Il corpo della paratoia scorre tra due guide, chiamate gargami, fissate alla struttura muraria.



**Figura 5.25: Paratoia a cuneo**



**Foto 5.11: Movimentazione a volantino**

Qualora venisse usata in condotte in pressione, il corpo della paratoia verrebbe spinto contro le guide e la movimentazione della paratoia diventerebbe difficoltosa. Per superare questo problema s'utilizzano corpi paratoia cuneiformi (figura 5.25), in modo che la tenuta venga interrotta lungo tutta la superficie non appena la paratoia si solleva un po'. Per garantire una buona tenuta nelle paratoie piane sono utilizzati differenti tipi di guarnizioni di gomma: esse possono essere di gomma naturale o di compositi butadiene-stirene o cloroprene. Il piano di tenuta è posto adiacente al piano di scorrimento.

Piccole paratoie piane a strisciamento possono essere movimentate a mano mediante un volantino (fotografia 5.11) oppure motorizzate con cilindro oleodinamico (fotografia 5.12) o con vitoni e attuatore elettrico.

Nella valvola a farfalla un otturatore a forma di lente, montato su un albero, ruota fino ad chiudere il passaggio (figura 5.26). Sotto pressione, le due facce della lente sono sottoposte al medesimo carico, cosicché la valvola si manovra facilmente e consente la chiusura rapida.

Le valvole a farfalla possono essere utilizzate come valvole di guardia o come valvole di regolazione. È facile comprendere che come valvole di regolazione hanno una scarsa efficienza, in quanto l'otturatore rimane immerso nell'acqua e crea fenomeni di turbolenza.



Foto 5.12: cilindro oleodinamico

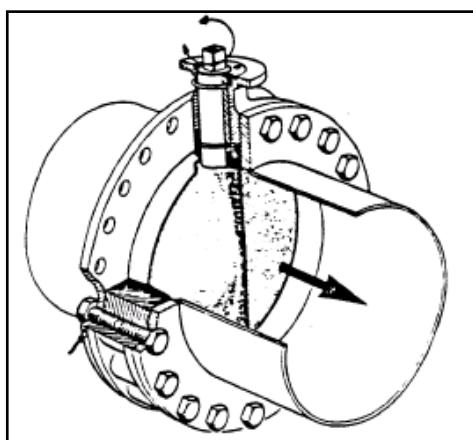


Figura 5.26: Valvola a farfalla

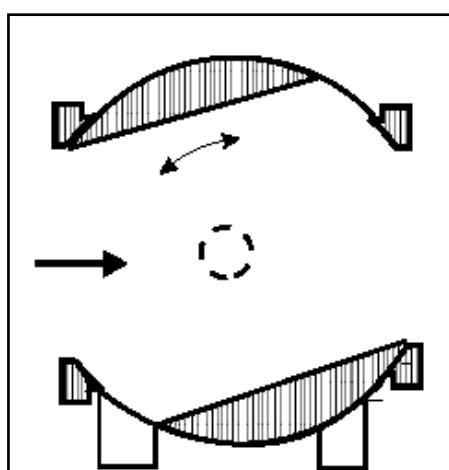


Figura 5.27: Valvole a sfera e rotative

Le valvole a farfalla sono costruttivamente semplici e robuste, possono essere azionate manualmente od oleodinamicamente. La fotografia 5.13 rappresenta una grande valvola a farfalla mentre viene installata in una centrale, mentre la fotografia 5.14 mostra una valvola a farfalla comandata oleodinamicamente, con un sistema ausiliario di apertura e un contrappeso, installata all'ingresso di una piccola turbina Francis.



Foto 5.13: grande valvola a farfalla

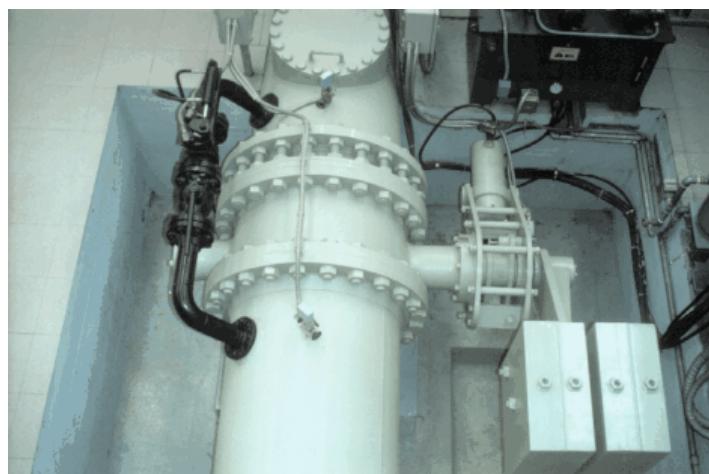


Foto 5.14: valvola a farfalla comandata oleodinamicamente

Le valvole a sfera e rotative (Figura 5.27) danno minori perdite di carico, rispetto alle valvole a saracinesca o alle valvole a farfalla, e sono anche molto diffuse malgrado il loro maggior costo.

Le paratoie radiali, o a settore, di concezione e uso completamente differente, consentono di realizzare un ciglio sfiorante a quota variabile e anche un eccellente controllo dei livelli di monte e di valle. La foto 5.15 mostra a sinistra una paratoia a settore, pronta per essere installata, e a destra l'alloggiamento di una paratoia su una struttura di calcestruzzo.

Le paratoie a settore sono manovrate verso l'alto o verso il basso in modo da far passare l'acqua sotto il corpo della paratoia. Il settore circolare che costituisce la faccia di monte è concentrato con i perni delle paratoie. I perni sono inseriti nelle pile e portano l'intero carico idrostatico. Di fatto il carico passa attraverso i perni e quindi la forza necessaria per

la movimentazione delle paratoie è limitata. Le perdite di carico generate dai settori sono piuttosto elevate, specialmente quando sono impiegati per la regolazione. Per ulteriori dettagli si veda il Capitolo 2, sezione 2.2.4 e la bibliografia citata.



**Foto 5.15: paratoia radiale (sinistra) e alloggiamento di una paratoia a settore su una pila di calcestruzzo (destra)**

## 5.8 Canali a pelo libero

### 5.8.1 Progettazione e dimensionamento

La portata convogliata da un canale è funzione della forma della sezione trasversale, della pendenza e della scabrezza. I canali naturali normalmente sono molto irregolari sia come forma sia come scabrezza e queste caratteristiche sono anche variabili nello spazio e nel tempo. L'applicazione dei principi dell'idraulica ai canali naturali è più complessa che per i canali artificiali, dove la sezione è di forma regolare e la scabrezza superficiale dei materiali da costruzione (terra, calcestruzzo, acciaio, legno etc.) è nota, il che consente di ottenere risultati ragionevolmente accurati applicando i principi già esposti. La tabella 2.5 del Capitolo 2 illustra le proprietà geometriche fondamentali delle diverse sezioni di canale.

Nei piccoli impianti idroelettrici il moto nei canali è generalmente turbolento e pertanto si può utilizzare l'equazione di Manning.

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} = \frac{A^{5/3} \cdot S^{1/2}}{n \cdot P^{2/3}} \quad (5.12)$$

dove  $n$  è il coefficiente di Manning, che nel caso di canali artificiali rivestiti può essere stimato con ragionevole accuratezza e  $S$  è il gradiente idraulico (pendenza della linea dell'energia), che per il moto uniforme è pari alla pendenza del fondo.

Di conseguenza:

$$S = \left( \frac{Q \cdot n \cdot P^{2/3}}{A^{5/3}} \right)^2 = \left( \frac{Q \cdot n}{AR^{2/3}} \right)^2 \quad (5.13)$$

L'equazione 5.7 vale per unità di misura S.I.. Utilizzando le unità di misura anglosassoni l'equazione si modifica così:

$$Q = \frac{1,49 A^{5/3} \cdot S^{1/2}}{n \cdot P^{2/3}} \quad (5.14)$$

dove Q è in  $\text{ft}^3/\text{s}$ , A in  $\text{ft}^2$  e P in ft. n ha lo stesso valore che in unità SI.

L'equazione 5.7 mostra che a parità di sezione trasversale A e di pendenza S, la portata convogliata dal canale aumenta con il raggio idraulico R. Questo significa che, per una data area trasversale, la sezione con il minimo perimetro bagnato è quella idraulicamente più efficiente. Di conseguenza le sezioni semicircolari sono le migliori.

D'altra parte esse, se non sono realizzate in elementi prefabbricati, sono costose da realizzare e di difficile manutenzione. Tra le sezioni trapezoidali la più conveniente è quella semiesagonale, in cui la pendenza delle sponde è 1/0,577 (verticale/orizzontale). In realtà questo è strettamente vero solo se il livello dell'acqua raggiunge il bordo superiore del canale. Le dimensioni reali devono tenere conto di un certo franco (la distanza verticale tra il pelo acqua di progetto e il coronamento del canale) per evitare che l'innalzamento del livello dell'acqua causi una tracimazione sopra le sponde. Per i canali rivestiti, il franco minimo deve essere di circa 10 cm, mentre per canali non rivestiti deve essere pari a circa un terzo del livello acqua di progetto, con un minimo di 15 cm.

Un modo per evitare l'esondazione dai canali è quello di prevedere degli sfioratori a intervalli adeguati: l'eventuale eccesso di acqua in arrivo è scaricato, attraverso lo sfioratore, in un corso d'acqua esistente o in apposito canaletto di scolo.

**Tabella 5.2 Valori tipici del coefficiente di Manning**

Tipo di canale	N° di Manning
<u>Canali di terra</u>	
Pulito	0,022
Ghiaia	0,025
Inerbito	0,030
Ciottoli, sassi	0,035
<u>Canali artificiali rivestiti</u>	
Ottone	0,011
Acciaio saldato	0,012
Acciaio verniciato	0,014
Acciaio chiodato	0,015
Ghisa	0,013
Calcestruzzo lisciato accuratamente	0,012
Calcestruzzo non lisciato	0,014
Legno piallato	0,012
Mattonelle	0,014
Laterizio	0,015
Asfalto	0,016
Metallo corrugato	0,022
Muratura in breccia	0,025

È bene notare che la sezione idraulica ottima non ha necessariamente il più basso costo di scavo. Se il canale non è rivestito, la massima pendenza dalle sponde è pari alla pendenza alla quale il materiale è stabile in condizioni d'immersione permanente.

Sponde in argilla si possono realizzare con pendenza 1/0,75 (verticale/orizzontale), mentre terreni sabbiosi richiedono sponde meno pendenti, 1/2.

La tabella 5.3 definisce, in funzione della profondità dell'acqua "y", la sezione trasversale ottimale insieme ai parametri che la identificano per i più comuni tipi di sezione.

**Tabella 5.3: sezione trasversale ottimale per differenti tipi di sezione**

Sezione	Area A	Perimetro Bagnato P	Raggio Idraulico	Larghezza del pelo libero T	Altezza media D=A/T
Trapezia-semiesagonale	$1,73 y^2$	3,46 y	0,500 y	2,31 y	0,750 y
Rettangolare-semiquadrato	$2 y^2$	4 y	0,500 y	2 y	y
Triangolare-semiquadrato	$y^2$	2,83 y	0,354 y	2 y	0,5 y
Semicircolare	$0,5 \cdot \pi \cdot y^2$	$\pi y$	0,500 y	2 y	$0,5 \cdot \pi \cdot y$

### Esempio 5.1

Assumendo un'altezza d'acqua di 1 m, una larghezza di base del canale di 1,5 m, una pendenza delle sponde 2/1 (v/h), una pendenza del fondo di 0,001 ed un coefficiente di Manning di 0,015, calcolare la portata Q e la velocità media V nel canale.

In base alla tabella 2.5 per  $b=1,5$   $z=1/2$  e  $y=1$  si ha:

$$A = (1,5 + 0,5 \cdot 1) \cdot 1 = 2 \text{ m}^2; P = 1,5 + 2 \cdot \sqrt{1 + 0,5^2} = 3,736 \text{ m}$$

Applicando la 5.6 per  $A=2 \text{ m}^2$  e  $P=3,736 \text{ m}$  si ha:

$$Q = \frac{1}{0,015} \cdot 2 \cdot \frac{2^{5/3}}{3,736^{2/3}} \cdot \sqrt{0,001} = 2,78 \text{ m}^3$$

$$V = Q/A = 2,78/2 = 1,39 \text{ m/s}$$

### Esempio 5.2

Determinare la pendenza di un canale conoscendone le dimensioni e la portata convogliata.

Si consideri un canale rivestito con cemento lisciato ( $n=0,011$ ) con larghezza di base 2 m inclinazione delle sponde 1/2 (v/h), un'altezza d'acqua uniforme di 1,2 m e una portata di  $17,5 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Applicando la formula di tabella 2.4 e l'equazione 5.6 si ottiene:

$$S = \left( \frac{17,5 \cdot 0,011}{5,28 \cdot 0,717^{2/3}} \right)^2 = 0,002$$

Quando siano note la sezione del canale, la pendenza e la portata e si voglia conoscere l'altezza d'acqua "y" corrispondente, l'equazione 5.6, o qualsiasi altra corrispondente, non fornisce il risultato direttamente, ma è necessario ricorrere a procedimenti iterativi.

### Esempio 5.3

**Un canale trapezoidale ha larghezza di base 3 m e pendenza delle sponde 1,5/1. Il canale è rivestito con calcestruzzo non lisciato e la sua pendenza è 0,0016, mentre la portata convogliata è di 21 m<sup>3</sup>/s. Calcolare l'altezza di moto uniforme.**

In base all'equazione 5.7 si ha:

$$A \cdot R^{2/3} = \frac{n \cdot Q}{\sqrt{S}} \text{ dove il secondo membro è noto e costante e vale}$$

$$\frac{0,013 \cdot 21}{\sqrt{0,0016}} = 6,825$$

Il primo termine è denominato fattore di sezione ed è funzione dell'altezza cercata y:

$$A=(b+zy)y = (3+1,5y)y \quad P=b+2y(1+z^2)^{0,5} = 3+3,6y$$

Si calcoli il fattore di sezione per diversi valori di y, fino a trovarne uno che si avvicini a 6,825:

Per y=1,5 m	A=7,875	R=0,937	A·R <sup>2/3</sup> =7,539
Per y=1,4 m	A=7,140	R=0,887	A·R <sup>2/3</sup> =6,553
Per y=1,43 m	A=7,357	R=0,902	A·R <sup>2/3</sup> =6,869

In base a questi calcoli l'altezza di moto uniforme è poco sotto 1,43 m. Utilizzando il programma Flow Pro 2.0 citato al Capitolo 2 essa è calcolata istantaneamente, come mostrato nello schema riportato: altezza d'acqua 1,425 m, A=2,868 m<sup>2</sup>, R=0,900 e fattore di sezione 6,826.

In conclusione, il progetto di canali artificiali è un processo che richiede i seguenti passi:

- stimare il coefficiente n di scabrezza della tabella 5.2
- calcolare il fattore di sezione  $A \cdot R^{2/3} = n \cdot Q/S^{1/2}$  con i parametri noti del secondo termine
- se è richiesto l'uso di una sezione ottima si utilizzano i valori della tabella 5.3, altrimenti i valori della tabella 2.4.
- verificare che la velocità sia sufficientemente alta da evitare la formazione di depositi o di flora acquatica.
- verificare il numero di Froude per vedere se la corrente è idraulicamente lenta o veloce.
- definire il franco di progetto.



#### Esempio 5.4

**Progettare un canale trapezoidale per una portata di 11 m<sup>3</sup>/s. Il canale sarà rivestito con calcestruzzo lisciato ed avrà pendenza 0,001.**

1. n di Manning=0,012.
2. Calcolare il fattore di sezione:  $\frac{nQ}{\sqrt{S}} = \frac{0,012 \times 11}{\sqrt{0,001}} = 4,174$
3. Non si utilizza la sezione ottima.
4. Assumendo una larghezza alla base di 6 m e un'inclinazione delle sponde 2/1 si calcola iterativamente l'altezza d'acqua "y" per tentativi, come nell'esempio 5.3

$$y=0,77 \text{ m} \quad A=5,806 \text{ m}^2$$

5. Calcolare la velocità

$$V=11/5,806=1,89 \text{ m/s}$$

6. Altezza totale del canale. Le tabelle dell'USBR (USA) raccomandano un franco di 37 cm.

Va da sé che il programma Flow Pro consentirebbe di fare tutti questi passaggi con una sola elaborazione!

#### 5.8.2 Stabilità degli scavi

Negli impianti idroelettrici tradizionali ed anche in alcuni piccoli impianti, specialmente quelli situati in vallate ampie, quando i canali devono convogliare portate grandi sono realizzati come in **figura 5.28**. In base a questa sezione trasversale il materiale scavato viene utilizzato per creare le sponde, non solo fino all'altezza d'acqua di progetto, ma anche per garantire un franco di sicurezza adeguato, in caso d'innalzamenti del livello dell'acqua causati da improvvisa chiusura di paratoie o da onde o da eventi piovosi intensi, qualora il canale funga anche da collettore.

Le sponde del canale, sebbene di facile costruzione, sono di manutenzione difficoltosa, a causa dell'erosione delle sponde e della proliferazione delle piante acquatiche.

La stabilità delle sponde dipende dalla tendenza al franamento del materiale di cui sono composte, che di solito aumenta in presenza di repentine variazioni del livello dell'acqua nel canale.

La velocità dell'acqua nei canali non rivestiti dovrebbe essere mantenuta al di sopra di un valore minimo, per evitare la sedimentazione e la crescita delle piante acquatiche, e al di sotto di un massimo, per evitare l'erosione delle sponde.

Se il canale non è rivestito, la massima velocità consentita senza innescare l'erosione dipende dal diametro medio dei granelli del materiale che costituisce le sponde  $d_m$ :

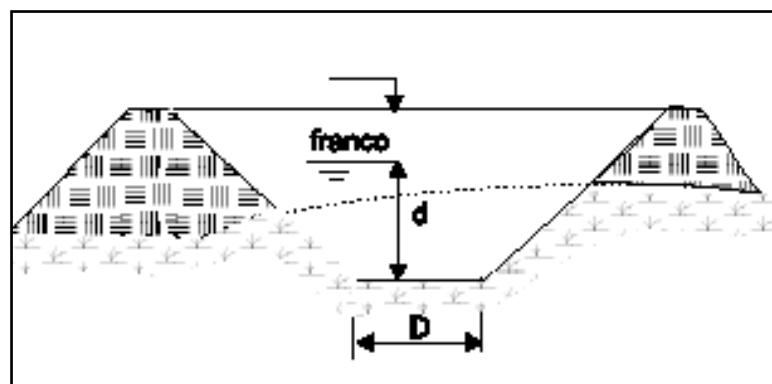
$$V \leq 5.7 \cdot d_m^{\frac{1}{3}} \cdot R_h^{\frac{1}{6}} \quad (5.15)$$

dove  $R_h$  rappresenta il raggio idraulico del canale. In un canale con raggio idraulico da 1 a 3 m, per granelli di diametro di 1 mm si ottengono velocità critiche di 0,6-0,7 m/s, per granelli di diametro di 10 mm, le velocità critiche oscillano tra 1,2 e 1,5 m/s. L'equazione riportata sopra può essere utilizzata solo per granelli di diametro superiore a 0,1 mm.

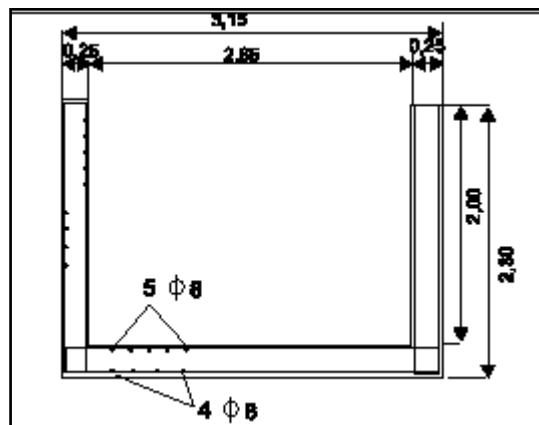
Per suoli compatti, le velocità critiche variano tra 0,4 e 1,5 m/s. Se il canale è realizzato in suoli sabbiosi, la velocità deve scendere a 0,4-0,6 m/s.

Canali rivestiti di calcestruzzo possono invece sopportare senza pericolo velocità dell'acqua fino a 10 m/s. Anche se l'acqua contiene sabbia, ghiaia o ciottoli, sono accettabili velocità fino a 4 m/s.

Se si considera invece il valore minimo di velocità, per mantenere sabbia fine e limo in sospensione dopo l'opera di presa sono necessarie velocità di almeno 0,3-0,5 m/s. Inoltre nei canali in terra, se la temperatura dell'acqua si avvicina ai 20 °C, per evitare che cresca vegetazione acquatica è necessaria una velocità minima della corrente di 0,5-0,7 m/s e una profondità d'acqua di 1,5-2 m.

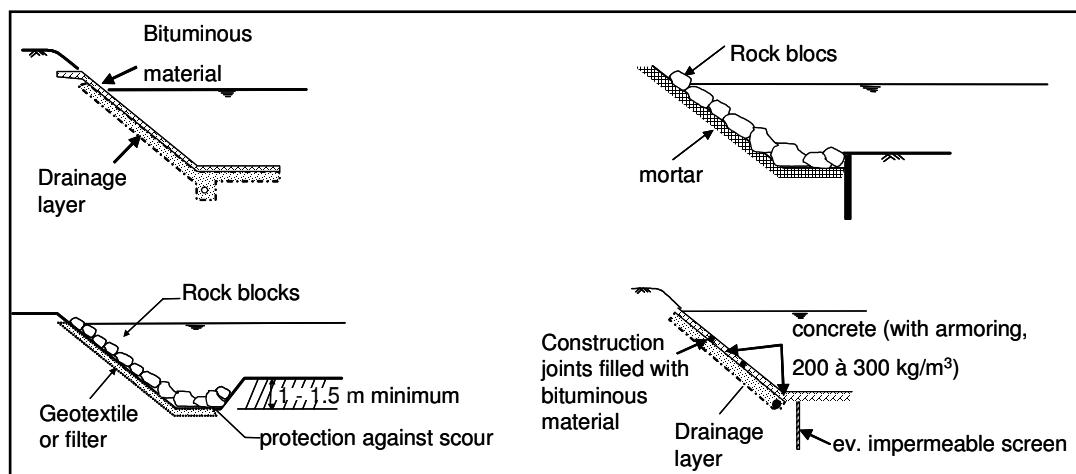


**Figura 5.28: progettazione di un canale**



**Figura 5.29: Canali rettangolari rinforzati**

Per proteggere le sponde è quindi opportuno prevedere un adeguato rivestimento. Alcune materiali utilizzabili sono i seguenti: vegetazione, blocchi di roccia cementati o non cementati, materiali bituminosi o calcestruzzo. Alcuni esempi sono presentati in Figura 5.30.



**Figura 5.30: Materiali utilizzati per la protezione delle sponde**

Negli impianti di alta montagna i canali sono solitamente realizzati di calcestruzzo armato e pertanto spesso la normativa ambientale e paesaggistica richiede che siano attuati interventi di mitigazione ambientale, quali il rivestimento e la rivegetazione. La figura 5.29 illustra la sezione schematica del canale rettangolare di calcestruzzo armato dell'impianto di Cordiñanes, di cui si è accennato nel Capitolo 4, e la fotografia 5.15 mostra il canale prima che venga coperto con una soletta di calcestruzzo che serve da appoggio per il terreno e la vegetazione. Talvolta, affinché non si verifichino fenomeni di filtrazione il canale viene rivestito con fogli di geotessile, in modo da evitare gli smottamenti conseguenti alla saturazione di materiali argillosi.

Come mostrato negli esempi, una volta scelta la sezione del canale è semplice calcolare la massima portata convogliabile.



Foto 5.15: canale di Cordinañes

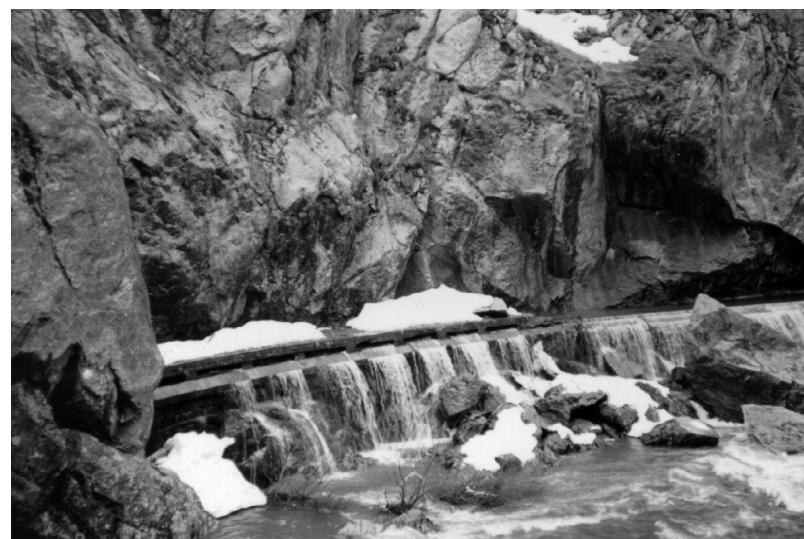


Foto 5.16: Sfioratore laterale

Per essere sicuri che il canale non esondi mai, mettendo a repentaglio la stabilità delle sponde, e al fine di garantire un franco abbondante, può essere realizzato uno sfioratore laterale, come quello illustrato nella foto 5.16.

Prima di stabilire definitivamente il tracciato del canale, il geologo deve studiare con attenzione la geomorfologia del terreno. La fotografia 5.17 illustra chiaramente come le sottopressioni possano facilmente danneggiare un canale di carico (larghezza 6 m e lunghezza 500 m, al servizio di un impianto da 2 MW). Il canale si snodava lungo il corso d'acqua e un giorno si verificò una piena improvvisa, poi valutata di tempo di ritorno pari a 100 anni. Al momento della piena il canale era vuoto e le sottopressioni hanno agito fino a scalzarlo completamente. A questo proposito richiamiamo l'attenzione dei progettisti sui disastri descritti nel Capitolo 4, sezione 4.4.



Foto 5.17: Pressione di sollevamento

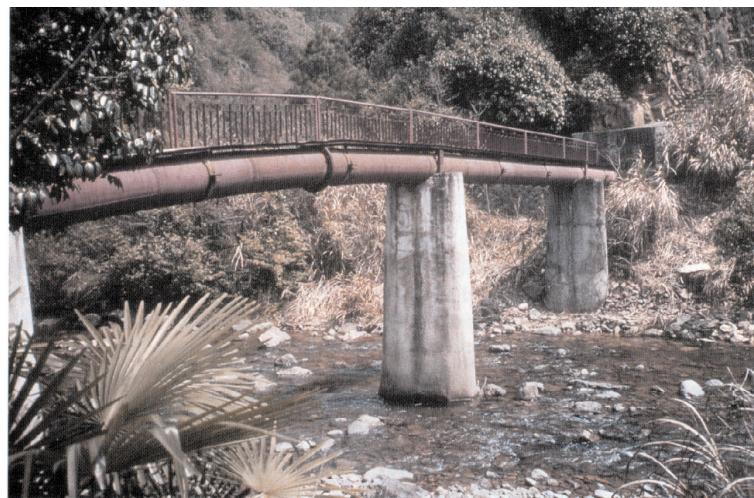


Foto 5.18: Ponte canale

### Superamento di ostacoli

Lungo il tracciato di un canale si possono incontrare degli ostacoli e per poter proseguire sarà necessario passargli sopra, sotto o aggirarli.

L'attraversamento di un corso d'acqua o di una gola richiede la costruzione di un ponte canale, una sorta di prolungamento del canale, con la medesima pendenza, sorretto da pile di calcestruzzo armato o d'acciaio oppure realizzato in unica campata con strutture reticolari. I tubi d'acciaio sono spesso la miglior soluzione poiché un tubo può essere utilizzato come corda inferiore della struttura reticolare. Il solo potenziale problema è quello dell'eliminazione dei sedimenti depositati quando il tubo è pieno d'acqua ferma. La fotografia 5.18 raffigura un ponte-canale realizzato in Cina.

Anche i sifoni inversi possono essere utilizzati per risolvere il problema. Essi consistono di un manufatto d'ingresso ed uno d'uscita connessi da un tubo curvo. Il diametro del sifone si calcola come le condotte forzate che sono analizzate di seguito.

## 5.9 Condotte forzate

### Disposizione generale e scelta dei materiali

Lo scopo di una condotta forzata, convogliare l'acqua dalla presa alla centrale, può sembrare facile, considerando la familiarità che si ha con le tubazioni per l'acqua, tuttavia scegliere la disposizione generale più economica per una condotta non è così semplice.

Le condotte possono essere interrate o posate fuori terra, a seconda di una serie di fattori come la natura del terreno, il materiale della condotta, la temperatura ambiente ed i vincoli ambientali.

Per esempio, un tubo di piccolo diametro in PVC può essere appoggiato sul terreno, seguendone l'andamento, e se si stende sotto e attorno uno strato di sabbia e ghiaia se ne migliora l'isolamento e si evita di dover installare blocchi di ancoraggio e giunti di dilatazione.

D'altra parte le grandi condotte vengono solitamente interrate, sempre che non ci siano da eseguire troppi scavi in roccia. Le condotte interrate devono essere accuratamente vernicate e rivestite per proteggerle dalla corrosione, ma se il rivestimento è ben fatto e non viene danneggiato durante la posa, non richiedono praticamente ulteriori manutenzioni. Dal punto di vista ambientale questa soluzione è ottimale, poiché il profilo del terreno può essere ripristinato completamente e la condotta non costituisce una barriera per gli spostamenti della fauna.

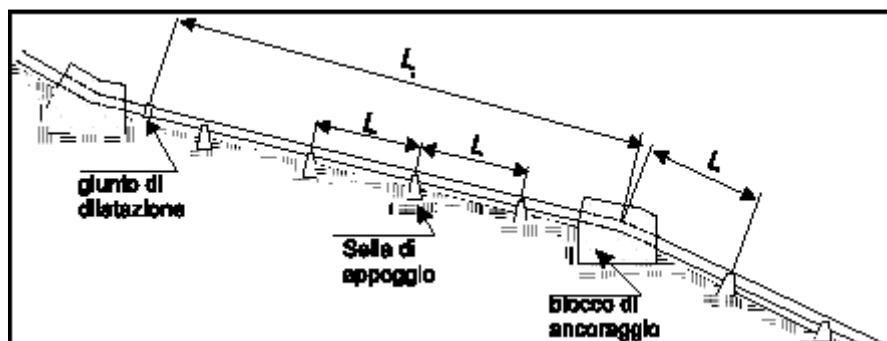
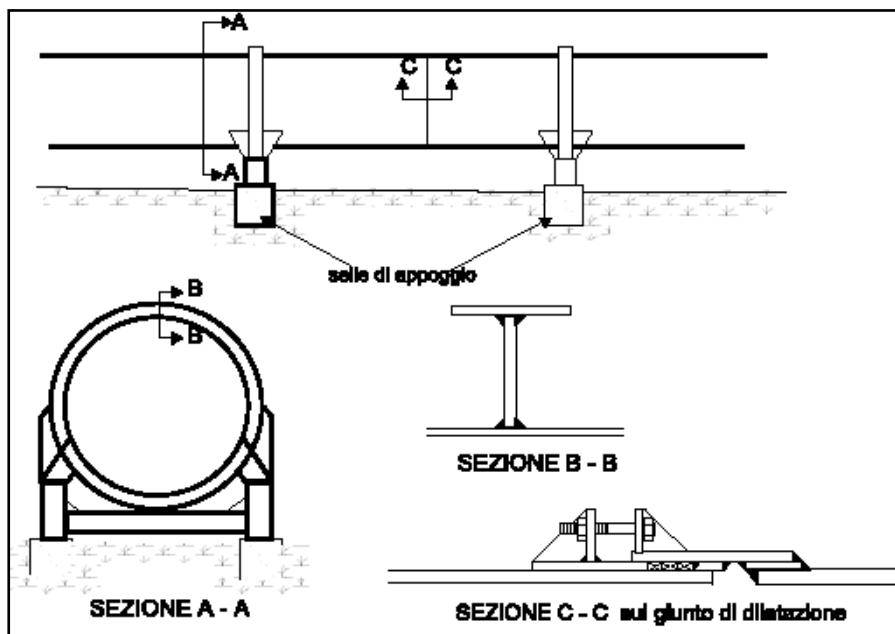


Figura 5.31: Condotta forzata

Una condotta fuori terra può essere progettata con o senza giunti di dilatazione. Le variazioni di temperatura sono importanti soprattutto se la turbina non funziona con continuità o quando la condotta è vuotata per riparazioni, poiché ne conseguono espansioni e contrazioni del tubo. Solitamente la condotta è realizzata in tronchi rettilinei con blocchi di ancoraggio a ogni cambio di pendenza o direzione e con un giunto di dilatazione tra ciascuna coppia di blocchi (figura 5.31). I blocchi devono resistere alla spinta della condotta ed agli sforzi d'attrito provocati dalla sua espansione e contrazione; per questo motivo quando possibile essi devono essere fondati su roccia. Quando la natura del terreno è tale da richiedere blocchi di calcestruzzo di dimensioni troppo grandi e quindi troppo costosi, una soluzione alternativa è quella di eliminare un blocco ogni due e tutti i giunti, lasciando le curve libere di muoversi leggermente. In questo caso è bene appoggiare i tratti rettilinei su selle metalliche, realizzate in modo da adattarsi al contorno del tubo e solitamente abbracciati  $120^\circ$  del fondo tubo (fig. 5.32). Le selle possono essere tutte di lamiera d'acciaio con piatti di rinforzo e munite di fogli di teflon tra sella e tubo per ridurre

gli sforzi d'attrito. Il movimento del tubo può essere favorito dai giunti di dilatazione e progettando la condotta con curve libere di muoversi.



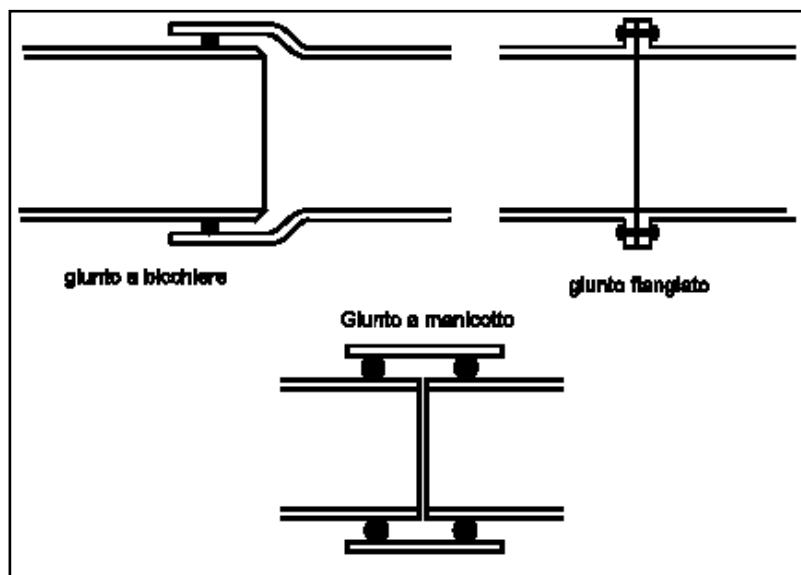
**Figura 5.32: Condotta forzata con blocchi di ancoraggio di calcestruzzo e giunti di dilatazione**

Se la soluzione scelta è quella di una condotta con giunti a bicchiere e guarnizioni di tenuta *O-ring*, allora le espansioni e le contrazioni si producono su ciascun giunto.

Attualmente esiste una vasta gamma di materiali per condotte. Per alti salti e grandi diametri la soluzione migliore è l'acciaio saldato longitudinalmente. Non di meno si possono prendere in considerazione anche tubi con saldatura meccanica a spirale, grazie al loro minor prezzo, sempre che siano disponibili nelle dimensioni richieste. Per gli alti salti l'acciaio o la ghisa sferoidale sono da preferirsi, ma per i medi ed i bassi salti divengono meno competitivi, poiché lo spessore dei film protettivi non decresce con lo spessore della condotta e perché esistono degli spessori minimi costruttivi sotto cui non si può scendere.

Per diametri più piccoli si può scegliere tra tubi d'acciaio senza saldatura con giunto a bicchiere e *O-ring* di tenuta di gomma, che evitano le saldature in cantiere, oppure flangiati e da imbullonare in sítō (fig. 5.33); calcestruzzo semplice o precompresso; ghisa sferoidale con giunti a bicchiere e *O-ring*; plastici rinforzati con fibre di vetro (PRFV); PVC o polietilene (PE). I tubi di plastica<sup>14</sup> sono una soluzione molto attraente per medi salti (un tubo di PVC di diametro 400 mm si può utilizzare fino a un massimo di 200 m di salto) poiché spesso sono più economici, più leggeri, più maneggevoli dei tubi d'acciaio ed in più non richiedono rivestimenti protettivi contro la corrosione.

I tubi di PVC sono semplici da installare grazie al giunto a bicchiere e alla guarnizione *O-ring*. Solitamente sono posati interrati con un ricoprimento minimo di un metro. A causa della loro bassa resistenza alla radiazione UV, non si possono usare fuori terra se non verniciati o rivestiti. Il raggio di curvatura minimo di un tubo in PVC è piuttosto grande, 100 volte il diametro, ed il suo coefficiente di dilatazione termica è cinque volte maggiore dell'acciaio. I tubi di PVC inoltre sono piuttosto fragili e inadatti alla posa su terreni rocciosi.



**Figura 5.33: Tubazioni di acciaio con giunti**

Le tubazioni di polietilene ad alta densità (PE16) possono essere stese fuori terra e sono adatti a curve con un raggio di curvatura di 20-40 volte il loro diametro (per curve più strette sono richiesti speciali adattatori). Le tubazioni di polietilene galleggiano sull'acqua e possono essere ancorate con cavi formando lunghe sezioni, ma devono essere unite in campo con una speciale saldatura termica fusione, che richiede un macchinario apposito. Le tubazioni di polietilene possono infine sopportare il congelamento della condotta senza danneggiarsi, ma non sono disponibili diametri superiori ai 300 mm.

Le condotte sia di calcestruzzo precompresso con trefoli ad alta resistenza o armato con lamierino interno per la tenuta idraulica o giunto a bicchiere con guarnizione elastomerica, sono un'altra possibile soluzione. Purtroppo il loro peso notevole li rende difficili da trasportare e movimentare e costosi, ma in compenso non hanno problemi di corrosione.

Nei paesi in via di sviluppo, i tubi in doghe di legno trattate con creosoto e con cerchiatura d'acciaio sono un'alternativa valida utilizzabile per diametri fino a 5,5 m e salti fino a 50 m che può salire a 120 m per diametri di 1,5 m. Tra i vantaggi ci sono: flessibilità per adattarsi alla conformazione del terreno, facilità di posa sul terreno senza alcuna regolarizzazione preventiva, nessuna necessità di giunti di dilatazione, d'appoggi di calcestruzzo e di rivestimenti anticorrosivi. Il tubo è assemblato sul posto a partire dalle singole doghe e cerchiature, il che lo rende facilmente ed economicamente realizzabile anche in luoghi di difficile accesso ed impervi. Gli svantaggi sono rappresentati dalla perdita, soprattutto in fase di riempimento, dalla necessità di mantenere il tubo pieno quando si fa manutenzione alle turbine e notevoli oneri di manutenzione come ad esempio il rivestimento ogni cinque anni con catrame.

La tabella 5.4 riporta le principali caratteristiche dei materiali fin qui descritti<sup>17,18</sup>. Alcune di esse sono indicative, in particolare i valori del coefficiente di Hazen-Williams che dipende dalle condizioni della superficie del tubo.

**Tabella 5.4 Materiali usati per tubi in pressione**

Materiale	Modulo di Young E (N/mm <sup>2</sup> )·10 <sup>9</sup>	Coeff. di dil. lineare $\alpha(m/m^{\circ}C) \cdot 10^{-6}$	Resistenza ultima a trazione (N/m <sup>2</sup> )·10 <sup>6</sup>	n
Acciaio saldato	206	12	400	0,012
PE	0,55	140	5	0,009
PVC	2,75	54	13	0,009
Cemento amianto	n.d.	8,1	n.a.	0,011
Ghisa	78,5	10	140	0,014
Ghisa sferoidale	16,7	12	340	0,013

**Progetto idraulico e requisiti strutturali**

Una condotta è caratterizzata dal materiale, dal diametro, dallo spessore della parete e dal tipo di giunti.

- Il materiale viene scelto sulla base delle condizioni del terreno, dell'accessibilità, del peso, del tipo di giunti e del costo.
- Il diametro è scelto in modo da ridurre le perdite di carico ad un livello accettabile.
- Lo spessore della parete è scelto in modo da resistere alla massima pressione interna d'acqua, ivi inclusa quella dovuta al colpo d'ariete.

Diametro della condotta

La scelta del diametro di una condotta è il risultato di un compromesso tra costo della condotta e perdite di potenza. La potenza ottenibile con una portata Q ed un salto H è data dall'equazione:

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

dove Q è la portata in m<sup>3</sup>/s, H il salto netto in m, γ il peso specifico dell'acqua in kN/m<sup>3</sup> e η il rendimento complessivo di impianto.

Il salto netto è pari al salto lordo diminuito della somma di tutte le perdite, incluse quelle per attrito e turbolenza nella condotta, che sono all'incirca proporzionali al quadrato della velocità dell'acqua nel tubo. Per convogliare una certa portata, una condotta di piccolo diametro richiederà una velocità più alta rispetto ad una condotta di diametro maggiore e perciò le perdite saranno più grandi. Pertanto la scelta del più piccolo diametro possibile minimizzerà il costo della condotta, ma le perdite di carico aumenteranno e viceversa. Il Capitolo 2 esamina in dettaglio il calcolo delle perdite per attrito, dando particolare risalto alla rappresentazione grafica dell'equazione di Colebrook (l'abaco di Moody e i diagrammi di Wallingford) e all'equazione di Manning. In questo capitolo verranno utilizzati i principi sopra descritti ed alcuni esempi faciliteranno la loro applicazione a casi reali.

Un semplice criterio per la selezione del diametro è quello di limitare le perdite di carico ad una certa percentuale del salto lordo. Perdite del 4% sono solitamente accettabili. Un approccio più rigoroso consiste nello scegliere alcuni diametri possibili, calcolando la corrispondente potenza resa ed energia annua prodotta. Si calcolerà il valore attuale dell'energia persa nel corso della vita dell'impianto e lo si metterà in grafico per ciascun diametro (figura 5.34). Si procederà poi al calcolo del costo della condotta, e al tracciamento del grafico relativo in funzione del diametro. Sommando graficamente le

curve dei costi d'esercizio  $C_e$  e dei costi della condotta  $C_t$ , si otterrà una curva che presenta un minimo cui corrisponde il diametro teorico ottimo.

Di fatto le principali perdite in un tubo in pressione sono dovute all'attrito, mentre quelle dovute alla turbolenza nel passaggio attraverso le griglie, all'imbocco del tubo, nelle curve, nelle espansioni e contrazioni e nelle valvole sono di minor peso. Di conseguenza, in prima istanza è sufficiente tener conto solo delle perdite distribuite per attrito, mediante ad esempio l'equazione di Manning:

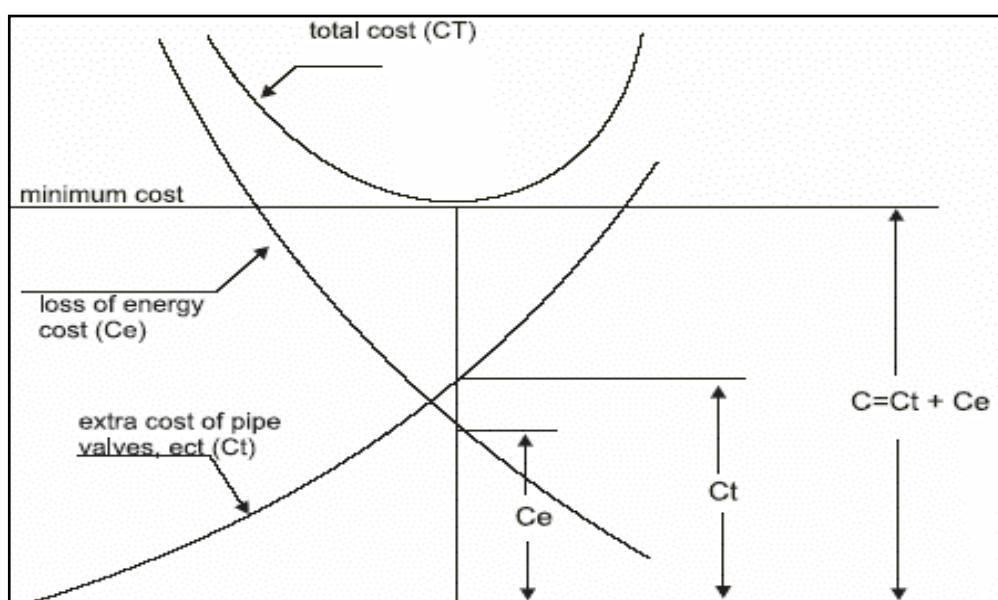
$$\frac{h_f}{L} = 10,3 \frac{n^2 Q^2}{D^{5,333}} \quad (5.16)$$

Esaminando l'equazione 5.16 si può vedere che dividendo il diametro per due le perdite aumentano di 40 volte. Dall'equazione (5.9):

$$D = \left( \frac{10,3 \cdot n^2 Q^2 \cdot L}{h_f} \right)^{0,1875} \quad (5.10)$$

Se si pone come limite ad  $h_f$  un valore pari a  $\frac{4}{100}$  H, si può ricavare D una volta noti Q, h e L, riarrangiando l'espressione testé scritta:

$$D = 2,69 \left( \frac{n^2 Q^2 L}{H} \right)^{0,1875} \quad (5.11)$$



**Figura 5.34: Perdite di carico**

**Esempio 5.5**

Un impianto ha un salto lordo di 85 m, una portata di 3 m<sup>3</sup>/s ed una condotta d'acciaio saldato lunga 173 m. Calcolare il diametro in modo che le perdite distribuite non superino il 4% del salto lordo.

$$\text{In base alla (5.11) si ha } D = 2,69 \left( \frac{3,00^2 \times 0,012^2 \times 173}{85} \right)^{0,1875} = 0,88 \text{ m} \quad (5.11)$$

Sceglieremo un tubo saldato di diametro 1 m e calcoliamo le perdite totali nell'esempio successivo.

**Esempio 5.6**

Calcolare le perdite distribuite e localizzate per l'impianto di figura 5.35. La portata massima è di 3 m<sup>3</sup>/s, il salto lordo 85 m, il diametro della condotta, d'acciaio saldato, è 1 metro. Il raggio di curvatura nelle curve è pari a quattro volte il diametro. All'imbocco del bacino di carico è posta una griglia di superficie totale 6 m<sup>2</sup> inclinata di 60° sull'orizzontale e dotata di barre d'acciaio inossidabile di spessore 12 mm e interspazio 70 mm.

La velocità della corrente in arrivo sulla griglia è secondo la (5.4), ponendo K<sub>l</sub>=1:

$$V_0 = 3 \times \frac{70+12}{70} \times \frac{1}{6} \times \frac{1}{0,866} = 0,7 \text{ m/s}$$

Le perdite in griglia sono date dalle formule di Kirchmer:

$$h_f = 2,4 \times \left( \frac{12}{70} \right)^{4/3} \times \frac{0,7^2}{2 \times 9,81} \times 0,866 = 0,0049 \text{ m}$$

Le perdite all'imbocco (non raccordato) si ricavano dalla figura 2.11 del capitolo 2, k=0,08. La velocità in condotta è di 3,82 m/s e pertanto le perdite valgono:

$$h_e = 0,08 \times \frac{3,82^2}{2 \times 9,81} = 0,06 \text{ m}$$

Il salto lordo alla partenza della condotta vale quindi:

$$85 - 0,005 - 0,06 = 84,935 \text{ m}$$

Le perdite distribuite si calcolano con la formula di Manning (2.15):

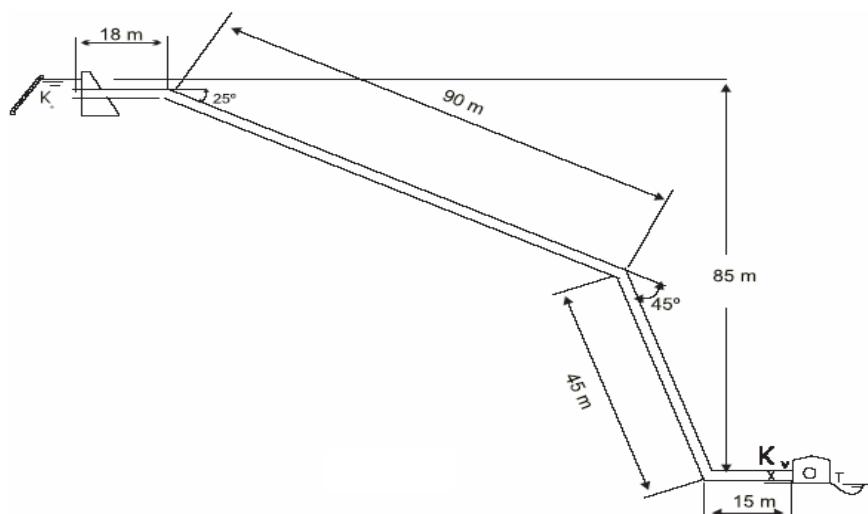
$$h_f = \frac{10,3 \times 0,012^2 \times 3^2}{1,0^{5,333}} \times 173 = 2,30 \text{ m}$$

Il coefficiente K<sub>b</sub> della prima curva è 0,05 (28% del coefficiente per curva a 90°, in accordo con quanto detto al punto 2.2.2.3); il coefficiente per la seconda curva vale K<sub>b</sub>=0,085 e per la terza curva K<sub>b</sub>=0,12: Le perdite nelle tre curve ammontano a:

$$(0,05 + 0,085 + 0,12)x \frac{3,82^2}{2x9,81} = 0,19 \text{ m}$$

La perdita attraverso la valvola a saracinesca è invece:  $0,15x \frac{3,82^2}{2x981} = 0,11 \text{ m}$

Riassumendo: perdite in griglia e all'imbocco 0,065 m  
 perdite nelle tre curve e nelle valvole 0,30 m  
 perdite distribuite nel tubo 2,30 m  
 perdita totale 2,665 m pari al 3,14% del salto lordo



**Figura 5.35: Perdite di carico per attrito e turbolenza**

#### Spessore della parete del tubo

Lo spessore del tubo dipende dal materiale, dalla sua tensione di rottura e snervamento, dal diametro del tubo e dalla pressione d'esercizio. In condizioni stazionarie in cui la portata rimane costante nel tempo, la pressione d'esercizio in ogni parte della condotta è pari al carico d'acqua sopra quel punto. In questo caso lo spessore della parete del tubo si calcola con l'equazione:

$$e = \frac{P_1 \cdot D}{2\sigma_f} \quad (5.19)$$

dove:  $e$  = spessore del tubo in mm

$P_1$  = pressione idrostatica in  $\text{kg}_f/\text{cm}^2$

$D$  = diametro interno del tubo

$\sigma_f$  = tensione ammissibile in  $\text{kg}_f/\text{cm}^2$

Per i tubi d'acciaio l'equazione si modifica così:

$$e = \frac{P_1 \cdot D}{2\sigma_f \cdot k_f} + es$$

dove:  $e_s$  = sovrappressore per corrosione  
 $k_f$  = efficienza della saldatura  
 $k_f = 1$  per tubo senza saldatura  
 $k_f = 0,9$  per saldature controllate con radiografia  
 $k_f = 1,0$  per saldature controllate con radiografia e sottoposte a distensione  
 $\sigma_f$  = tensione ammissibile ( $1400 \text{ kg/cm}^2$ )

Il tubo deve essere sufficientemente rigido da poter essere movimentato senza pericolo di deformazione. L'ASME raccomanda uno spessore in mm equivalente a 2,5 volte il diametro in metri più 1,2 mm. Altri organismi raccomandano uno spessore minimo  $t_{\min} = (D+508)/400$  dove tutte le grandezze sono in mm.

Negli impianti ad alta caduta può essere conveniente utilizzare una condotta di diametro costante e spessore variabile in funzione della pressione.

Può succedere che una certa porzione di condotta resti al di sopra della linea dei carichi totali con conseguente rischio di collasso per depressione interna. La pressione di collasso è data da:

$$P_c = 882.500 x \left( \frac{e}{D} \right)^3 \quad (5.20)$$

dove "e" e "D" sono rispettivamente lo spessore ed il diametro del tubo in mm.

Questa depressione può essere evitata installando un tubo aeroforo di diametro in cm dato da:

$$d = 7,47 \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{P_c}}} \quad (5.21)$$

se  $P_c \leq 0,49 \text{ kg/cm}^2$ , altrimenti:  $d = 8,94 \sqrt{Q}$ .

Improvvisi variazioni di portata possono verificarsi quando il gestore dell'impianto o il sistema di regolazione dell'impianto aprono o chiudono rapidamente gli organi di intercettazione.

Talvolta può succedere che la portata sia intercettata improvvisamente per un distacco di carico o semplicemente a causa di un'ostruzione dell'ugello di una turbina Pelton. Il cambiamento repentino di portata in condotta comporta il movimento di grandi masse d'acqua al suo interno. L'onda di pressione che ne consegue è nota come colpo d'ariete; sebbene esso sia transitorio causa pericolosi innalzamenti e abbassamenti della pressione, i cui effetti possono essere tragici: la condotta può scoppiare per le sovrappressioni o collassare per depressione interna. Gli incrementi di pressione indotti dal colpo d'ariete possono essere di alcune volte superiori rispetto alla pressione idrostatica e devono essere presi in considerazione nel calcolo dello spessore della condotta.

Una trattazione dettagliata del colpo d'ariete si può reperire sui testi di idraulica<sup>19, 20</sup>, ma già informazioni sufficienti sono state date nel capitolo 2, sezione 2.2.3. Alcuni esempi saranno di aiuto nell'applicazione delle formule.

Come spiegato nel Capitolo 2, la velocità dell'onda di pressione  $c$  (m/s) dipende dall'elasticità dell'acqua e del materiale della condotta secondo la formula:

$$c = \sqrt{\frac{k}{\left(1 + \frac{kD}{Et}\right)\rho}} \quad (5.22)$$

dove:  $k$  = modulo di compressione cubica dell'acqua pari a  $2,1 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$   
 $E$  = modulo d'elasticità del materiale costituente la condotta ( $\text{N/m}^2$ )  
 $t$  = spessore del tubo (mm)  
 $D$  = diametro del tubo (mm)  
 $\rho$  = densità dell'acqua ( $\text{m}^3$ )

Il tempo impiegato dall'onda di pressione a percorrere l'intera condotta e tornare all'otturatore dopo una sua chiusura istantanea è chiamato tempo critico e vale:

$$T = 2L/c \quad (5.23)$$

Per chiusure istantanee (l'onda di pressione ritorna alla valvola dopo la sua chiusura) l'aumento di pressione dovuto al colpo d'ariete, in metri di colonna d'acqua vale:

$$P = c \frac{\Delta V}{g} \quad (5.24)$$

dove  $\Delta V$  è la variazione di velocità.

Gli esempi 5.7 e 5.8 mostrano che le onde di pressione nei tubi d'acciaio sono maggiori di oltre tre volte rispetto al PVC a causa della maggior rigidezza dell'acciaio.

### Esempio 5.7

**Calcolare la velocità di un'onda di pressione, nel caso di chiusura istantanea, in un condotto di 400 mm di diametro e 4 mm di spessore**

Applicando la (5.16)

$$c = \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^6}{1 + \frac{2,1 \cdot 10^9 \cdot 400}{2,1 \cdot 10^{11} \cdot 4}}} = 1024 \text{ m/s}$$

b) lo stesso per un tubo in PVC  $\phi 400$  mm e spessore 14 mm

$$c = \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^6}{1 + \frac{2,1 \cdot 10^9 \cdot 400}{2,75 \cdot 10^9 \cdot 14}}} = 305 \text{ m/s}$$

### Esempio 5.8

**Qual è l'aumento di pressione, in caso di chiusura istantanea della valvola, per le due condotte dell'esempio 5.7, se la velocità iniziale è di 4,0 m/s ?**

a) Condotta d'acciaio

$$P_s = \frac{1024 \times 4}{9,8} = 417 \text{ m}$$

b) Condotta in PVC

$$P_s = \frac{30^5 \times 4}{9,8} = 123 \text{ m}$$

Come mostra l'esempio 5.8 la sovrappressione nel tubo d'acciaio è oltre tre volte maggiore di quella nel PVC a causa della maggior rigidità del primo.

Se il cambiamento di velocità avviene in un tempo più di dieci volte superiore al tempo critico T, si generano sovrappressioni molto piccole o nulle ed il fenomeno può essere trascurato. Nelle situazioni intermedie in cui  $t > 2L/c$ , la sovrappressione  $P_s$  non si sviluppa completamente, perché l'onda negativa di ritorno sulla valvola compenserà la sovrappressione. In questi casi si utilizza la formula di Allievi per calcolare la massima sovrappressione:

$$\Delta P = P_o \left( \frac{N}{2} \pm \sqrt{\frac{N^2}{4} + N} \right) \quad (5.25)$$

dove  $P_o$  è la pressione idrostatica dovuta al carico d'acqua e

$$N = \left( \frac{LV_0}{gP_0 t} \right)^2 \quad (5.26)$$

con

$V_0$  = velocità dell'acqua [m/s]

$L$  = lunghezza totale della condotta [m]

$P_0$  = pressione idrostatica (m)

$t$  = tempo di chiusura (s)

La pressione totale cui è sottoposta la condotta è  $P = P_o + \Delta P$ .

Il prossimo esempio illustra l'applicazione della formula di Allievi quando il tempo è di almeno due volte il tempo critico, ma è inferiore a 10 volte.

### Esempio 5.9

**Calcolare lo spessore della condotta canalizzata nell'esempio 5.6 se il tempo di chiusura delle ventole è di 3 secondi.**

Riassumiamo i dati: Salto lordo	84,935 m
Portata	3 m <sup>3</sup> /s
Diametro interno	1,0 m
Lunghezza condotta	173 m

In prima istanza si stima in 5 mm lo spessore del tubo in modo da calcolare la velocità dell'onda c

$$c = \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^6}{1 + \frac{2,1 \cdot 10^9 \times 1000}{2,1 \cdot 10^{11} \times 5}}} = 836,7 \text{ m/s}$$

Il tempo di chiusura è più grande del tempo critico  $T=0,415$ , ma inferiore a 10 volte  $T$  e quindi si può applicare la formula di Allievi.

La velocità dell'acqua nel tubo è di 3,82 m/s

$$V_o = \frac{4x3}{\pi x 1,0^2} = 3,82 \text{ m/s}$$

N viene calcolato per un salto lordo di 84,935 m

$$N = \left( \frac{3,82x173}{9,81x84,935x3} \right)^2 = 0,070$$

e perciò:

$$\Delta P = 84,935 \left( \frac{0,07}{2} \pm \sqrt{0,07 + \frac{0,07^2}{4}} \right) = +25,65 \text{ m; } -19,58 \text{ m}$$

La pressione totale è:  $84,935 + 25,65 = 110,585 \text{ m} = 110,585 \text{ t}_f/\text{m}^2 = 11,06 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$   
Tale pressione richiede uno spessore del tubo:

$$e = \frac{11,06x1000}{2x1400} + 1 = 4,95 \text{ mm}$$

Essa è in accordo con l'ipotesi iniziale ed è conforme al requisito di rigidità del tubo, che richiede  $t_{min}=2,5x1+1,2=3,7 \text{ mm}$ .

Per calcolare il diametro del tubo aeroforo, si stima dapprima la pressione di collasso:

$$P_c = 882,500 \left( \frac{5}{1000} \right)^3 = 0,11 \text{ kg}_f/cm^2$$

ed in base ad essa il diametro dell'aeroforo:

$$d = 7,47 \sqrt{\frac{3}{\sqrt{0,11}}} = 22,46 \text{ cm}$$

Il problema del colpo d'ariete diventa acuto nelle condotte lunghe, dove il canale a pelo libero è sostituito da un tubo in pressione per tutto il tracciato. Per un approccio rigoroso si devono prendere in considerazione non solo l'elasticità del fluido e del materiale della condotta, ma anche le perdite di carico distribuite ed il tempo di chiusura della valvola. L'approssimazione matematica è pesante e richiede l'uso di programmi informatici. Per chi fosse interessato Chaudry<sup>19</sup>, Rich<sup>20</sup>, e Streeter e Wylie<sup>21</sup> forniscono alcuni metodi di calcolo insieme con un certo numero d'esempi.

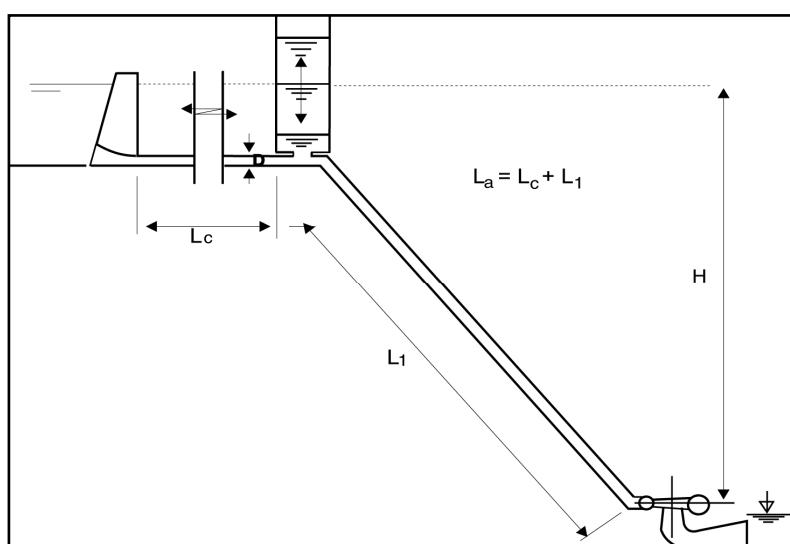
Per determinare lo spessore minimo richiesto lungo il tubo si devono prendere in considerazione due ipotesi di colpo d'ariete: colpo d'ariete normale e colpo d'ariete d'emergenza. Il primo si verifica quando la turbina chiude sotto il controllo del sistema di regolazione dell'impianto. In queste condizioni la sovrappressione può raggiungere il 25% del salto lordo in caso di turbine Pelton, e del 25-50% in caso di turbine a reazione, a seconda delle costanti di tempo del regolatore. Le indicazioni del costruttore della turbina

devono essere tenute in debita considerazione al riguardo. Il colpo d'ariete d'emergenza, causato per esempio da un'ostruzione dell'ugello delle turbine Pelton o da un mal funzionamento del regolatore della turbina, deve essere calcolato con l'equazione 3.17.

Nelle condotte d'acciaio, gli sforzi ammissibili (quelli statici più quelli dovuti al colpo d'ariete) sono funzione della tensione a rottura e a snervamento. In caso di colpo d'ariete normale, gli sforzi nell'acciaio devono mantenersi al di sotto del 60% della tensione di snervamento e del 38% del carico di rottura. In caso di colpo d'ariete d'emergenza ci si può spingere al 96% dello snervamento e al 61% della rottura.

I tubi commerciali sono catalogati in base alla massima pressione di esercizio per la quale sono progettati.

Tale pressione include già un fattore di sicurezza e talvolta può comprendere anche delle tolleranze per il colpo d'ariete. Fattori di sicurezza e tolleranza dipendono dalle norme di riferimento utilizzate.



**Figura 5.36: Pozzo piezometrico**

Se l'impianto è soggetto a frequenti onde di pressione, è opportuno considerare l'opportunità di installare dei dispositivi per la loro riduzione. Il più semplice è il pozzo piezometrico, una sorta di grande tubo collegato alla base con la condotta e alla sommità comunicante con l'atmosfera.

Lo scopo fondamentale del pozzo piezometrico è quello di ridurre la lunghezza della colonna d'acqua e avendo a disposizione una superficie a pelo libero più vicina alla turbina (figura 5.36). Alcuni autori ritengono il pozzo piezometrico non necessario fino ad una lunghezza della condotta inferiore a 5 volte il salto lordo. Conviene tuttavia tenere conto in proposito del valore della costante d'accelerazione dell'acqua nel tubo:

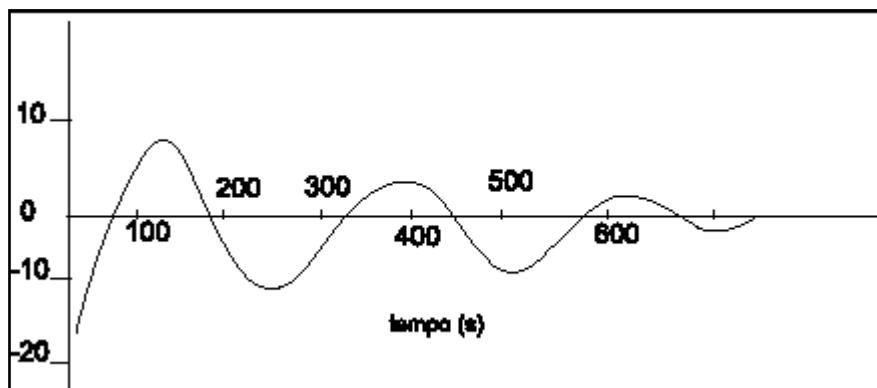
$$t_h = \frac{V \cdot L}{gH} \quad (5.27)$$

dove:

V = velocità dell'acqua (m/s)

L = lunghezza del tubo (m)

H = salto lordo (m)



**Figura 5.37: Escursione del livello d’acqua in funzione del tempo**



**Foto 5.19: Getto d’acqua**

Se  $t_h$  è inferiore a 3 s il pozzo non è necessario, ma se supera i 6 secondi un pozzo piezometrico o qualche altro dispositivo deve essere installato per evitare forti oscillazioni del regolatore della turbina.

Con la valvola di macchina aperta e moto stazionario in condotta, il livello dell’acqua nel pozzo corrisponderà alla pressione in condotta, pari al salto netto. Quando, per un’improvvisa chiusura della valvola, la pressione in condotta sale bruscamente, l’acqua in condotta tende a rifluire nel pozzo aumentando il livello dell’acqua al di sopra di quello della camera di carico.

A questo punto il livello torna a scendere e l’acqua dal pozzo torna in condotta, finché non si raggiunge un minimo. Il flusso s’inverte e il livello nel pozzo torna a salire di nuovo e così via.

La figura 5.37 riporta il grafico dell’andamento dell’escursione del livello d’acqua nel pozzo in funzione del tempo. L’altezza massima corrisponde alla sovrappressione in condotta dovuta al colpo d’ariete. Introducendo una strozzatura nella luce d’ingresso al pozzo si possono ridurre le escursioni nel pozzo del 20-30%.

Il tempo  $t_h$  svolge un ruolo importante nella progettazione del regolatore della turbina. Se mal progettato, il regolatore ed il pozzo possono interagire causando problemi di regolazione di velocità troppo impegnativi perché il regolatore possa adeguarsi.

Per esempio, quando il tempo di chiusura delle valvole di macchina deve essere rapido, una soluzione opportuna può essere quella di installare una valvola di sicurezza posta in parallelo con la turbina, che si apre quando si chiude il distributore.

Questo accorgimento ha l'effetto di rallentare le variazioni di portata in condotta. La fotografia 5.19 raffigura il getto d'acqua fuoriuscente della valvola aperta.

### Selle di appoggio, blocchi di ancoraggio e giunti di dilatazione

Le selle sono progettate per sopportare il peso della condotta piena d'acqua, ma non per resistere a forze longitudinali significative. La componente verticale del peso da sostenere, in kN, vale:

$$F_l = (W_p + W_w) \cdot L \cdot \cos\Phi \quad (5.28)$$

dove:

$W_p$  = peso del metro di tubo (kN/m)

$W_w$  = peso dell'acqua nel metro di tubo (kN/m)

$L$  = lunghezza del tubo tra i punti medi di ogni luce tra due selle

$\Phi$  = angolo del tubo sull'orizzontale

Il progetto della ferramenta di appoggio è basato sulla teoria dell'elasticità dei gusci sottili.

Il tubo è soggetto a sforzo come una trave e i carichi sono trasmessi agli anelli di supporto per taglio. Se le condotte sono appoggiate con continuità in un certo numero di punti, i momenti flettenti in ogni punto della condotta possono essere calcolati con lo schema della trave continua. Gli anelli di supporto sono saldati al corpo del tubo con saldature continue su ambo i lati.

La luce tra gli appoggi  $L$  è condizionata dal massimo valore ammissibile per la flessione del tubo pari a  $L/65.000$ . La massima distanza tra due appoggi è data dall'equazione:

$$L = 182,61 \cdot \sqrt[3]{\frac{(D + 0,0127)^4 - D^4}{P}} \quad (5.29)$$

dove  $D$  è il diametro interno (m) e  $P$  il peso unitario del tubo pieno d'acqua (kg/m).

### 5.10 Canali di restituzione

Una volta turbinata, l'acqua ritorna nel fiume attraverso un breve canale di restituzione. Le turbine ad azione possono conservare una velocità d'uscita relativamente elevata e pertanto il canale di restituzione deve essere progettato in modo che la stabilità della centrale non ne sia pregiudicata.

Tra la centrale ed il fiume devono prevedersi scogliere in massi o platee antierosione. Il progetto deve anche assicurare che in caso di piena il livello d'acqua nella restituzione non salga fino ad interferire con la girante della turbina. Nelle turbine a reazione il livello nella restituzione influenza il funzionamento della turbina e più specificatamente l'insorgenza di fenomeni di cavitazione. Tale livello poi determina anche il salto netto disponibile e in impianti a bassa caduta può avere un'influenza decisiva sull'economia dell'impianto.

**Bibliografia:**

1. <http://www.obermeyhydro.com>
2. H.C. Huang and C.E. Hita, "Hydraulic Engineering Systems", Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey 1987.
3. British Hydrodynamic Research Association, "Proceedings of the Symposium on the Design and Operation of Siphon Spillways", London 1975.
4. Allen R. Inversin, "Micro-Hydropower Sourcebook", NRECA International Foundation, Washington, D.C.
5. USBR, "Design of Small Canal Structure", Denver Colorado, 1978a.
6. USBR, "Hydraulic Design of Spillways and Energy Dissipaters", Washington DC, 1964.
7. T. Moore, "TLC for small hydro: good design means fewer headaches", HydroReview, April 1988.
8. T.P. Tung y otros, "Evaluation of Alternative Intake Configuration for Small Hydro", Actas de HIDROENERGIA 93. Munich.
9. ASCE, Committee on Intakes, "Guidelines for the Design of Intakes for Hydroelectric Plants", 1995.
10. G. Munet y J.M. Compas, "PCH de recuperation d'energie au barrage de "Le Pouzin""", Actas de HIDROENERGIA 93, Munich.
11. G. Schmausser & G. Hartl, "Rubber seals for steel hydraulic gates", Water Power & Dam Construction September 1998.
12. ISO 161-1-1996 "Thermoplastic pipes for conveyance of fluids – Nominal outside diameters and nominal pressures – Part 1: Metric series."
13. ISO 3606-1976 "Unplasticized polyvinyl chloride (PVC) pipes. Tolerances on outside diameters and wall thickness."
14. ISO 3607-1977 "Polyethylene (PE) pipes. Tolerance on outside diameters and wall thickness."
15. ISO 3609-1977 "Polypropylene (PP) pipes. Tolerances on outside diameters and wall thickness."
16. ISO 4065-1996 "Thermoplastic pipes – Universal wall thickness table."
17. H. Chaudry, "Applied Hydraulic Transients", Van Nostrand Reinhold Company, 1979.
18. J. Parmakian, "Waterhammer Analyses", Dover Publications, Inc, New York, 1963.
19. Electrobras (Centrais Eléctricas Brasileiras S.A.) "Manual de Minicentrais Hidrelétricas."
20. M. Bouvard, "Mobile barrages and intakes on sediment transporting rivers" IAHR Monograph, AA Balkema, 1984.
21. Sinniger & Hager, "Constructions Hydrauliques", PPUR, Lausanne, 1989.

---

<sup>1</sup> Autori: Erik Bollaert (LCH-EPFL), Jonas Rundqvist (SERO) e Chelso Penche (ESHA)

<sup>2</sup> J.L. Brennac « Les Hauses Hydroplus », ESHA info n. 9 estate 1993

<sup>3</sup> USBR “Design of small dams” – terza edizione, Denver, Colorado, 1987

## 6. EQUIPAGGIAMENTO ELETTROMECCANICO

6.1	Edificio della centrale .....	153
6.2	Turbine idrauliche.....	155
6.2.1	Tipologie e configurazione.....	155
6.2.2	Numero di giri caratteristico.....	168
6.2.3	Progettazione preliminare.....	171
6.2.4	Criteri di scelta della turbina .....	174
6.2.5	Rendimento delle turbine.....	180
6.3	Moltiplicatori di velocità .....	183
6.3.1	Tipi di moltiplicatori.....	183
6.3.2	Progetto di un moltiplicatore .....	185
6.3.3	Manutenzione dei moltiplicatori.....	186
6.4	Generatori .....	186
6.4.1	Configurazione dei generatori .....	187
6.4.2	Eccitazione.....	188
6.4.3	Regolazione di tensione e di sincronismo .....	189
6.5	Regolazione della turbina .....	190
6.6	Quadri di controllo .....	193
6.7	Quadri di automazione.....	195
6.8	Servizi ausiliari .....	196
6.8.1	Trasformatore dei servizi ausiliari.....	196
6.8.2	Alimentazione in corrente continua per i sistemi di controllo .....	196
6.8.3	Misure di livello nella camera di carico e nel canale di restituzione.....	196
6.8.4	Sottostazione di trasformazione all’aperto .....	197
6.9	Esempi .....	198

### ELENCO FIGURE

Figura 6.1:	schema di una tipica centrale a basso salto .....	153
Figura 6.2:	schema di una tipica centrale a medio o alto salto.....	154
Figura 6.3:	Schema di un impianto idroelettrico e delle sezioni di misura .....	156
Figura 6.4:	Sezione trasversale di un ugello con deflettore.....	157
Figura 6.5:	Turbina Pelton a 2 getti ad asse orizzontale.....	157
Figura 6.6:	Turbina Pelton a 2 getti ad asse verticale.....	158
Figura 6.7:	Funzionamento di una turbina Turgo.....	159
Figura 6.8:	Funzionamento di una turbina cross-flow.....	160
Figura 6.9:	Principio di funzionamento del distributore.....	161
Figura 6.10:	vista di una turbina Francis .....	162
Figura 6.11:	Energia cinetica residua all’uscita dalla girante.....	162
Figura 6.12:	sezione trasversale di una Kaplan a doppia regolazione.....	163
Figura 6.13:	Sezione trasversale di una turbina a bulbo a doppia regolazione .....	164
Figura 6.14:	Kaplan verticale .....	165
Figura 6.15:	Semi-Kaplan con adduzione a sifone.....	165
Figura 6.16:	Semi-Kaplan con scarico sifonato .....	166
Figura 6.17:	Semi-Kaplan inclinata sifonata .....	166
Figura 6.18:	Kaplan a S .....	166
Figura 6.19:	Kaplan inclinata a rinvio d’angolo.....	166

Figura 6.20: Semi-Kaplan a pozzo.....	166
Figura 6.21: Struttura di una girante in funzione del numero di giri caratteristico $n_s$ .....	169
Figura 6.22: numero di giri caratteristico in funzione del salto netto $H_n = E/g$ .....	170
Figura 6.23: caratteristiche degli ugelli.....	172
Figura 6.24: sezione trasversale di una girante Francis .....	172
Figura 6.25: Sezione trasversale di una turbina Kaplan.....	173
Figura 6.26: campo di applicazione dei diversi tipi di turbina.....	175
Figura 6.27: Limiti di cavitazione .....	178
Figura 6.28: Misure di rendimento su una turbina reale realizzata senza sperimentazione in laboratorio .....	180
Figura 6.29: Schema delle perdite di carico in un impianto idroelettrico .....	181
Figura 6.30: Rendimenti tipici di piccole turbine .....	182
Figura 6.31: Moltiplicatore parallelo .....	184
Figura 6.32: Moltiplicatore conico.....	184
Figura 6.33: Moltiplicatore epicicloidale .....	185
Figura 6.34: alternatore ad asse verticale direttamente accoppiato con una turbina Kaplan .....	188
Figura 6.35: regolatore di velocità meccanico .....	191
Figura 6.36: Schema unifilare .....	194
Figura 6.37: Misure di livello.....	197

## 6. EQUIPAGGIAMENTO ELETTROMECCANICO<sup>1</sup>

Questo capitolo fornisce una descrizione generale dell'equipaggiamento elettromeccanico, alcune preliminari regole di progettazione e alcuni criteri per la selezione dei macchinari. Per maggiori informazioni di carattere tecnico, consultare i testi di L. Vivier<sup>2</sup>, J. Raabe<sup>3</sup> e altre pubblicazioni.<sup>4,5,6,7,8,9,10</sup>.

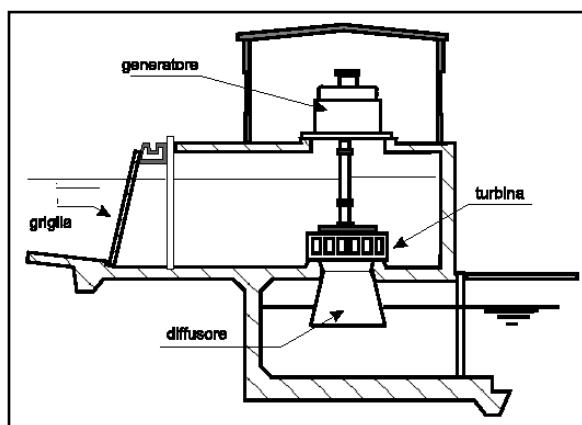
### 6.1 Edificio della centrale

In un impianto idroelettrico, la centrale ha il compito di proteggere dagli eventi atmosferici l'equipaggiamento idraulico ed elettrico che converte l'energia potenziale dell'acqua in energia elettrica. Il numero, il tipo e la potenza delle turbine, la loro disposizione rispetto al canale di scarico, l'altezza del salto e la geomorfologia del luogo condizionano la tipologia dell'edificio.

Come mostrato in figura 6.1 e 6.2, i seguenti equipaggiamenti saranno disposti all'interno della centrale:

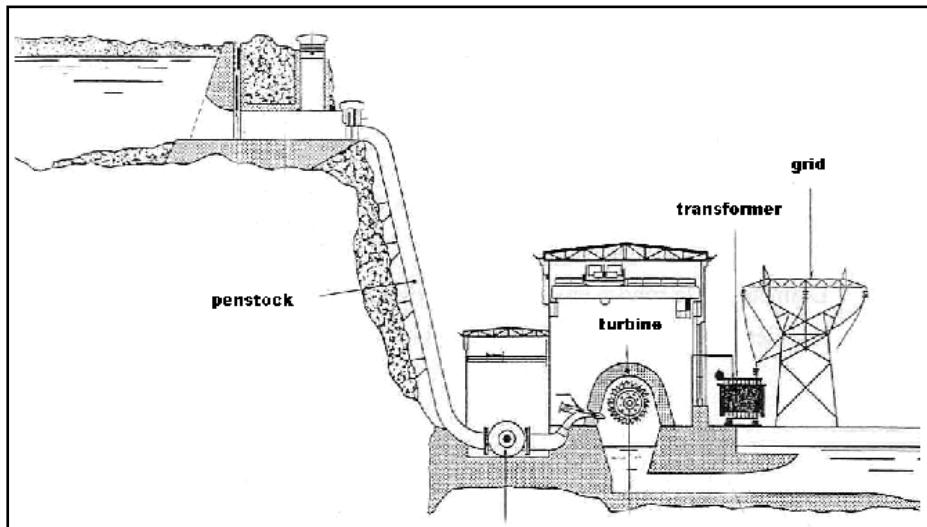
- valvola o paratoia di macchina
- turbina
- moltiplicatori di giri (se necessario)
- generatore
- quadri di controllo
- quadri elettrici di potenza (rifasamento, interruttori, etc.)
- dispositivi di protezione
- alimentazione d'emergenza in c.c.
- trasformatori
- etc

Effettivamente esistono molte configurazioni possibili della centrale. La figura 6.1 rappresenta schematicamente una configurazione molto usuale in impianti a bassa-media caduta. Il corpo dell'edificio, integrato nello sbarramento, incorpora la camera di carico con la sua griglia, la turbina Francis verticale accoppiata al generatore, il diffusore e il canale di scarico. Nella sala macchine sono installati i quadri di controllo e potenza e, eventualmente, la sottostazione di trasformazione.



**Figura 6.1: schema di una tipica centrale a basso salto**

Per mitigare l'impatto ambientale, l'edificio della centrale può essere completamente interrato o sommerso (vedere capitolo 1, figura 1.6). In questo modo l'impatto acustico viene sensibilmente ridotto e l'impatto visuale è nullo.



**Figura 6.2: schema di una tipica centrale a medio o alto salto**

Negli impianti a medio ed alto salto, le centrali sono più convenzionali (figura 6.2), con un ingresso per la condotta forzata e un canale di scarico, la cui disposizione condiziona l'infrastruttura. In questo tipo d'impianti, la centrale è talvolta ubicata in caverna naturale o scavata appositamente, allo scopo di ridurre l'impatto paesaggistico della costruzione. In Italia esistono numerose centrali di questo tipo e un esempio notevole è la centrale di Edolo (Brescia) dell'ENEL.



**Foto 6.1: Vista di una tipica centrale**

La centrale può anche essere ricavata al piede d'uno sbarramento esistente e in questo caso l'acqua vi arriva o tramite gli scarichi di fondo o attraverso una presa a torre. La Figura 1.4 del Capitolo 1 illustra questa situazione.

Come si vedrà nel paragrafo 6.1.1.2, alcuni tipi di configurazione permettono di eliminare l'edificio della centrale o di ridurlo per ospitare solo i quadri elettrici di potenza e di controllo. L'integrazione di turbina e generatore in un unico gruppo sommersibile, che può essere installato direttamente nel canale di carico, consente di eliminare la centrale convenzionale (ad esempio con sistema a bulbo o a sifone).

## 6.2 Turbine idrauliche

Le turbine idrauliche hanno lo scopo di trasformare l'energia potenziale e cinetica dell'acqua in energia meccanica di rotazione.

Benché questo manuale non pretenda di fornire informazioni particolari sulla progettazione delle turbine (attività specifica dei costruttori delle macchine), ci sembra tuttavia utile descrivere alcuni criteri per la scelta del tipo di turbina adatta a un certo sito ed anche fornire alcune formule per valutare a grandi linee le sue dimensioni.

Tutti i criteri e le formule sono basati sui lavori di Siervo and Lugaresi<sup>11</sup>, Siervo and Leva<sup>12,13</sup>, Lugaresi and Massa<sup>14,15</sup>, Austerre and Verdehan<sup>16</sup>, Giraud and Beslin<sup>17</sup>, Belhaj<sup>18</sup>, Gordon<sup>19,20</sup>, Schweiger and Gregori<sup>21,22</sup>, che hanno trovato una serie di relazioni analizzando le caratteristiche delle turbine installate.

È però necessario sottolineare che nessuna informazione è più affidabile di quelle fornite dai costruttori, ai quali conviene fare riferimento fin dalle fasi preliminari della progettazione.

Tutte le formule contenute in questo capitolo sono espresse in unità di misura del SI e sono riferite agli standard IEC (IEC 60193 e 60041)

### 6.2.1 Tipologie e configurazione

L'energia potenziale dell'acqua si converte in energia meccanica nella turbina per mezzo di due meccanismi fondamentalmente diversi.

- Nel primo, la pressione dell'acqua agisce direttamente sulla superficie delle pale, diminuendo di valore man mano che avanza. Le turbine che operano in tal modo si definiscono “a reazione”.

La cassa turbina deve essere abbastanza robusta poiché, con la ruota completamente sommersa, è sottoposta alla pressione di monte dell'acqua. Le turbine Francis e Kaplan appartengono a questa categoria.

- Nel secondo, l'energia potenziale si trasforma totalmente in energia cinetica in un ugello che proietta la vena liquida ad alta velocità contro le pale, montate sulla periferia della girante. Le turbine che operano in questo modo sono chiamate “turbine ad azione”. Poiché l'acqua, dopo che ha colpito le pale, cade nel canale di scarico con una piccola energia residua, la cassa turbina può essere leggera e ha solo lo scopo d'evitare danneggiamenti e la fuoriuscita dell'acqua. Le più comuni turbine ad azione sono le Pelton.

Questo capitolo descrive ciascun tipo di turbina, presentandole secondo un ordine decrescente di salto e crescente di portata nominale. Infatti, a parità di potenza, più alto è il salto, più bassa è la portata.

La potenza idraulica a disposizione della turbina è data da:

$$P_k = \rho \cdot Q \cdot g \cdot H \quad [W] \quad (6.1)$$

dove:	$\rho Q$	= portata massiva	[kg/s]
	$\rho$	= peso specifico dell'acqua	[kg <sub>f</sub> /m <sup>3</sup> ]
	$Q$	= portata volumetrica	[m <sup>3</sup> /s]
	$gH$	= energia idraulica specifica	[J/kg]
	$g$	= accelerazione di gravità	[m/s <sup>2</sup> ]
	$H$	= salto netto	[m]

La potenza meccanica fornita dalla turbina è data da:

$$P_{\text{mec}} = P_k \cdot \eta \quad [\text{W}] \quad (6.2)$$

$\eta$  = rendimento della turbina [-]

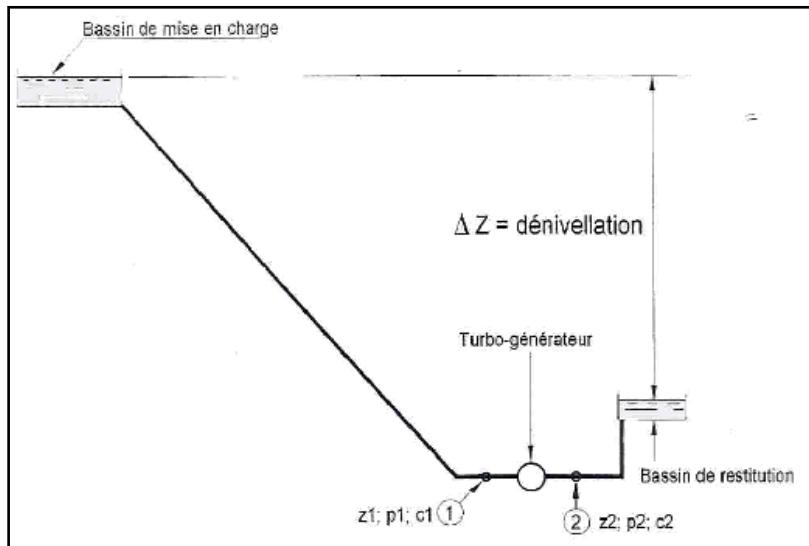


Figura 6.3: Schema di un impianto idroelettrico e delle sezioni di misura

L'energia idraulica efficiente della turbina è definita come segue:

$$E = g \cdot H = \frac{1}{\rho} \cdot (p_1 - p_2) + \frac{1}{2} \cdot (c_1^2 - c_2^2) + g \cdot (z_1 - z_2) \quad [\text{m}] \quad (6.3)$$

dove:  $gH$  = energia idraulica specifica della turbina [J/kg]  
 $p_x$  = pressione nella sezione x [Pa]  
 $c_x$  = velocità dell'acqua nella sezione x [m/s]  
 $z_x$  = quota della sezione x [m]

I pedici 1 e 2 individuano le sezioni di misura rispettivamente di monte e di valle rispetto alla turbina, che sono definite dagli standard IEC.

Il salto netto è definito come:

$$H_n = \frac{E}{g} \quad [\text{m}] \quad (6.4)$$

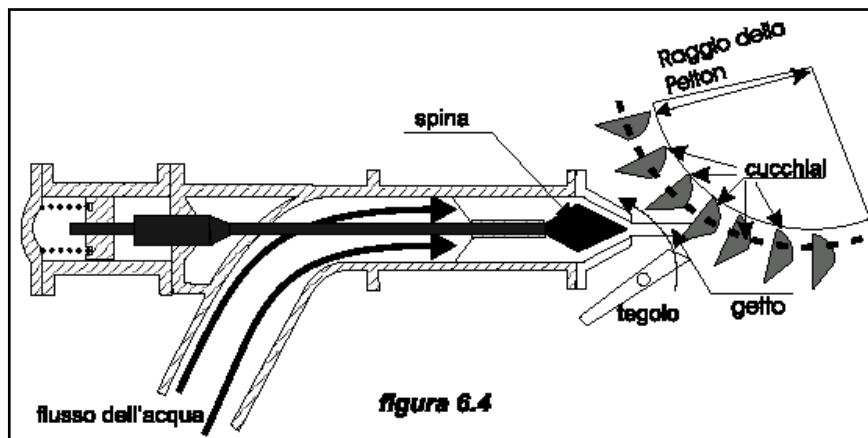
## Turbine ad azione

### Turbine Pelton

Le turbine Pelton sono turbine ad azione nelle quali uno o più getti d'acqua urtano contro le numerose pale a cucchiaio montate sulla periferia della girante.

Ogni ugello crea un getto, la cui portata è regolata da una valvola a spillo (figura 6.4). Queste turbine sono solitamente utilizzate solo per salti più alti di 60 m, fino a salti di anche più di 1.000 m. Il piano degli ugelli è sempre quello meridiano della girante.

In caso di fermo d'emergenza delle turbine (ad esempio in caso di distacco del carico), il getto può essere deviato da un tegolo deflettore, in modo che non colpisca le pale, per evitare che la girante vada in fuga. In questo modo la valvola di macchina può essere chiusa più lentamente e le sovrappressioni che si generano nella condotta sono mantenute entro valori accettabili.

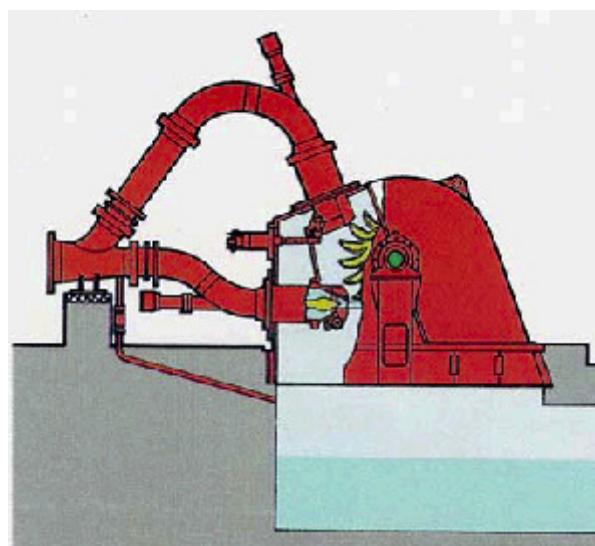


**Figura 6.4: Sezione trasversale di un ugello con deflettore**

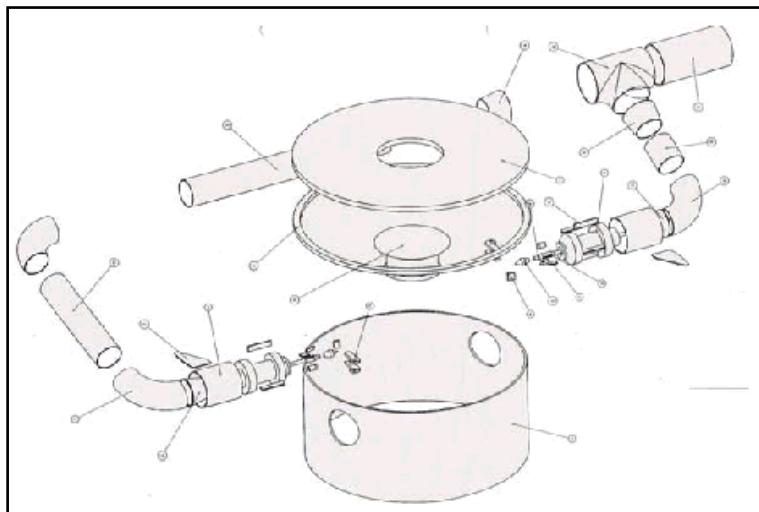
Dal momento che l'energia cinetica che esce dalla girante va persa, le pale a cucchiaio sono progettate in modo da rendere minima la velocità di uscita dell'acqua (idealemente velocità zero).

Le turbine Pelton a uno o due getti possono essere ad asse orizzontale o verticale (figura 6.5), mentre quelle a tre o più getti hanno sempre asse verticale (figura 6.6). Il massimo numero di ugelli è 6 (valore non comune nei piccoli impianti).

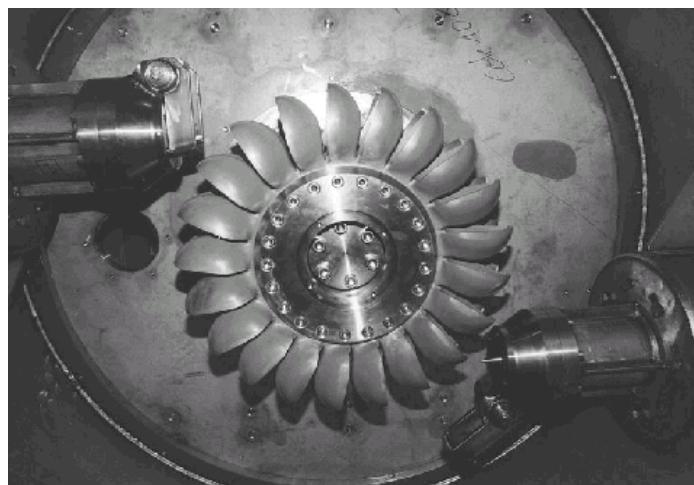
La girante della turbina è di solito accoppiata direttamente con l'albero del generatore e deve essere collocata più in alto rispetto alla quota di restituzione dell'acqua. Il rendimento di una Pelton è buona per valori di portata tra il 30% e il 100% della portata massima di progetto, se la turbina è a 1 getto, e tra il 10% e il 100% della portata massima di progetto, se la turbina è multigetto.



**Figura 6.5: Turbina Pelton a 2 getti ad asse orizzontale**



**Figura 6.6: Turbina Pelton a 2 getti ad asse verticale**



**Foto 6.2: Girante di una turbina Pelton**

### Turbine Turgo

La turbina Turgo può lavorare con salti tra i 50 e 250 m. Come la Pelton è una turbina ad azione, però le sue pale hanno forma diversa e il flusso le colpisce con un angolo di 20° rispetto al piano mediano della ruota. L'acqua entra nella girante da un lato e ne esce dall'altro (figura 6.7). Questo tipo di turbina può lavorare con portate tra il 20% e il 100% della portata massima di progetto. Complessivamente il rendimento è minore rispetto a quella delle turbine Pelton o Francis.

A differenza della turbina Pelton, nella turbina Turgo il getto colpisce simultaneamente più pale, similmente a quanto avviene in una turbina a vapore.

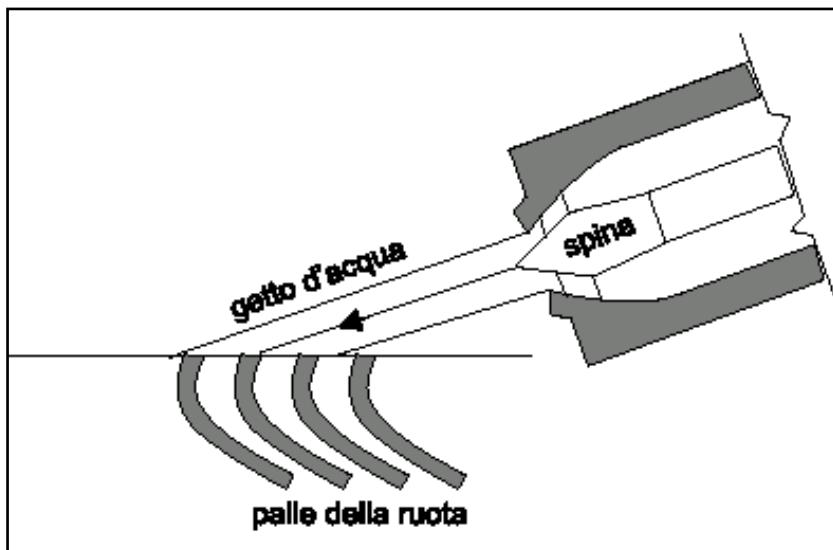
Il volume d'acqua che una turbina Pelton può elaborare è limitato dal fatto che il flusso di ogni ugello possa interferire con quelli adiacenti, mentre la turbina Turgo non soffre di questo inconveniente.

A parità di portata e di salto, una turbina Turgo ha una velocità di rotazione più alta rispetto a quella di una Pelton.

Il minor diametro necessario comporta, a parità di velocità periferica, una maggiore velocità angolare, che facilita l'accoppiamento diretto al generatore, eliminando quindi il

moltiplicatore con conseguente diminuzione dei costi d'acquisto e d'esercizio e aumento dell'affidabilità del macchinario.

Una Turgo può essere una buona alternativa a una Francis quando la portata varia notevolmente o quando ci sono lunghe condotte, perché la presenza d'un deflettore permette di evitare che la turbina vada in fuga in caso di distacco del carico e pertanto, rispetto alla Francis, il rischio di colpi di ariete diminuisce sensibilmente.



**Figura 6.7: Funzionamento di una turbina Turgo**

#### Turbine cross-flow

Questa turbina ad azione, conosciuta anche come turbina Banki-Michell (in ricordo dei suoi inventori) oppure turbina Ossberger (in nome della ditta che la fabbrica da più di 50 anni), si utilizza con una gamma molto ampia di portate (tra i 20 l/s ed i  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ ) e di salti tra 5 m e i 200 m.

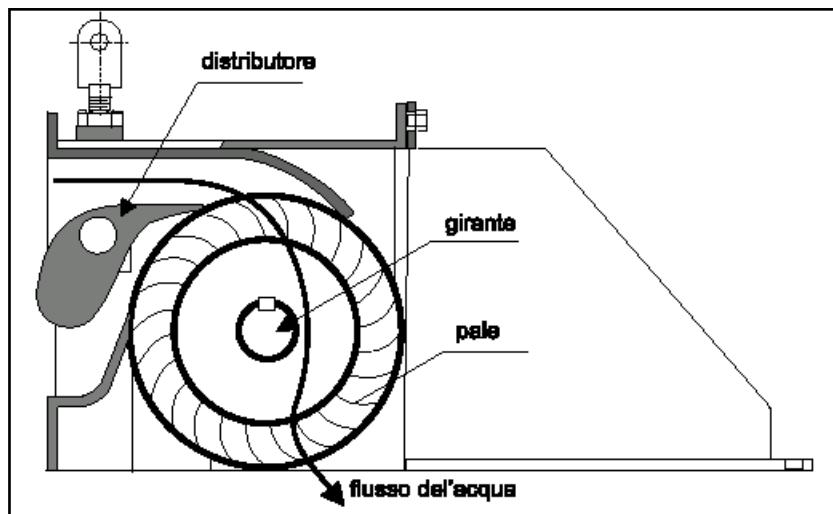
L'acqua (figura 6.8) entra nella turbina attraverso uno o più distributori localizzati nella parte alta della girante e la attraversa due volte prima di uscire dalla turbina.

La semplicità della struttura rende facili e poco costose le riparazioni in caso di danneggiamenti alla girante dovuti ai significativi sforzi di tipo meccanico a cui è sottoposta.

Le turbine cross-flow presentano un rendimento piuttosto bassa rispetto ad altre turbine e la significativa perdita di carico dovuta alla distanza tra la girante e il livello di restituzione dell'acqua deve essere tenuta in considerazione quando si lavora con salti bassi e medi. Inoltre le turbine cross-flow utilizzate su alti salti possono presentare problemi di affidabilità a causa dei forti sforzi meccanici a cui sono sottoposte.

Il loro rendimento massimo è inferiore all'87%, però si mantiene quasi costante quando la portata discende fino al 16% della nominale e possono raggiungere una portata minima teorica inferiore al 10% della portata di progetto.

Questo tipo di turbine costituisce un'alternativa interessante quando si ha acqua a sufficienza, consumi energetici definiti e scarse possibilità d'investimento, come nei programmi di elettrificazione rurale.



**Figura 6.8: Funzionamento di una turbina cross-flow**

### Turbine a reazione

#### Turbine Francis

Le turbine Francis sono turbine a reazione, con girante a pale fisse e distributore a pale regolabili, utilizzate per medi salti. In queste turbine l'immissione dell'acqua è sempre radiale, mentre lo scarico è assiale. La fotografia 6.3 mostra una turbina Francis ad asse orizzontale con il tubo d'aspirazione (diffusore) in primo piano.

Come le Pelton, le turbine Francis possono essere ad asse verticale o orizzontale, e quest'ultima configurazione è la più comune nei piccoli impianti idroelettrici.

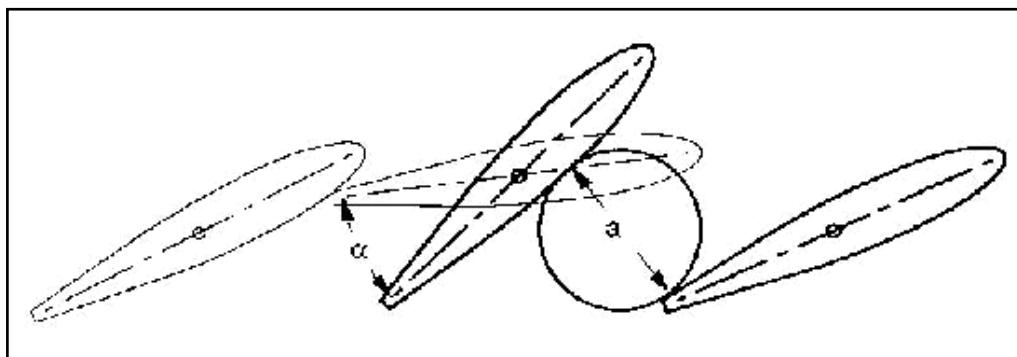


**Foto 6.3: Turbina Francis ad asse orizzontale**

Le turbine Francis possono essere installate in camera libera o direttamente connesse alla condotta forzata. Sui corsi d'acqua con piccoli salti erano molto utilizzate, ma allo stato attuale per questo tipo di impianti le turbine Kaplan costituiscono la soluzione migliore dal punto di vista tecnico ed economico.

L’acqua entra nella turbina attraverso una cassa a spirale, realizzata in modo da mantenerne costante la velocità tangenziale lungo tutto il suo sviluppo e da farla giungere al distributore radialmente.

Come mostrato in Figura 6.9, alcune turbine Francis possono avere un distributore mobile, la cui funzione è quella di regolare la portata di acqua in ingresso nella girante e di adattare l’angolo d’ingresso del flusso all’angolo delle pale della girante. Le pale del distributore possono ruotare sul proprio asse, azionate da bielle collegate a loro volta a un anello esterno che sincronizza il loro movimento. Questo sistema può essere utilizzato per fermare l’ingresso d’acqua alla turbina in situazioni d’emergenza, benché ciò non eviti l’installazione una valvola a farfalla all’ingresso della turbina.

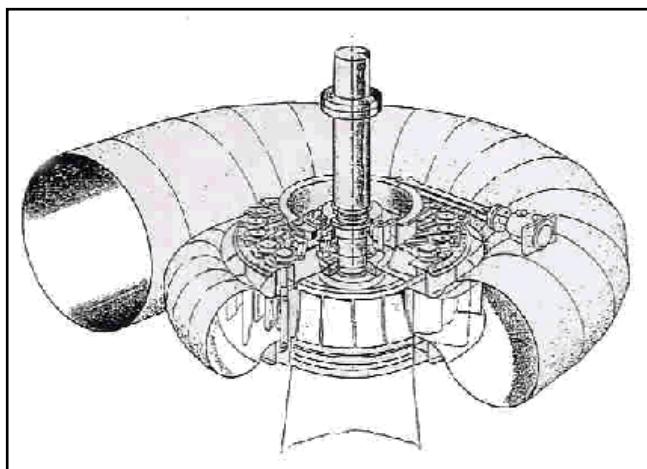


**Figura 6.9: Principio di funzionamento del distributore**



**Foto 6.4: anello di azionamento delle pale del distributore di una turbina Francis ad asse orizzontale**





**Figura 6.10: vista di una turbina Francis**

La girante trasforma l'energia dell'acqua in energia meccanica e scarica l'acqua in direzione assiale attraverso il diffusore.

Le piccole ruote sono di solito fuse in un unico pezzo d'acciaio inossidabile. Alcuni costruttori realizzano anche fusioni in bronzo-alluminio o saldano le pale sul tamburo, e in questo caso le turbine sono di solito direttamente accoppiate con l'albero del generatore.

In una turbina a reazione, il diffusore ha la funzione di recuperare l'energia cinetica ancora posseduta dall'acqua che viene scaricata dalla girante. Dal momento che l'energia cinetica è proporzionale al quadrato della velocità, uno degli obiettivi del diffusore è ridurre la velocità di scarico. Un diffusore efficiente ha sezione conica, ma con un angolo non troppo aperto, altrimenti può generarsi un distacco di flusso. L'angolo ottimale è 7° ma, per ridurre la lunghezza del diffusore e quindi il suo costo, talvolta gli angoli vengono aumentati fino a 15°.

Più basso è il salto, più importante è il ruolo del diffusore. Dal momento che i bassi salti di solito implicano portate elevate, la velocità residua dell'acqua all'uscita dalla girante è un elemento importante. Si può facilmente capire che, scelta una girante con un certo diametro, se aumenta la portata che l'attraversa deve aumentare anche la velocità dell'acqua. La Figura 6.11 mostra l'energia cinetica residua dell'acqua all'uscita dalla girante in funzione della sua velocità specifica (vedere paragrafo 6.1.2 per la definizione di velocità specifica).



**Figura 6.11: Energia cinetica residua all'uscita dalla girante**

### Turbine Kaplan e a elica

Si tratta di turbine a reazione a flusso assiale, utilizzate generalmente per bassi salti (da 2 m a 40 m). Le pale della girante nella Kaplan sono sempre regolabili, mentre quelle del distributore possono essere fisse o regolabili. Quando sia le pale della turbina sia quelle del distributore sono regolabili, la turbina viene definita “a doppia regolazione”; se le pale del distributore sono fisse, la turbina è “a singola regolazione” (o semi-Kaplan). Una Kaplan con le pale della girante fisse è chiamata turbina a elica. Queste ultime vengono utilizzate quando sia la portata che il salto rimangono praticamente costanti, che è una condizione piuttosto rara nei piccoli impianti idroelettrici.

La doppia regolazione permette in qualsiasi momento d'adeguare il funzionamento della girante e del distributore alle variazioni di salto o di portata. La Kaplan a doppia regolazione è quindi la più flessibile e può lavorare con portate comprese tra il 15% e il 100% della massima di progetto. Le Kaplan a singola regolazione consentono un buon adattamento alle variazioni di portata, ma sono invece meno flessibili in caso di significative variazioni nel salto; di norma possono lavorare con portate comprese tra il 30% e il 100% della massima portata di progetto.



Foto 6.6: girante di una Kaplan

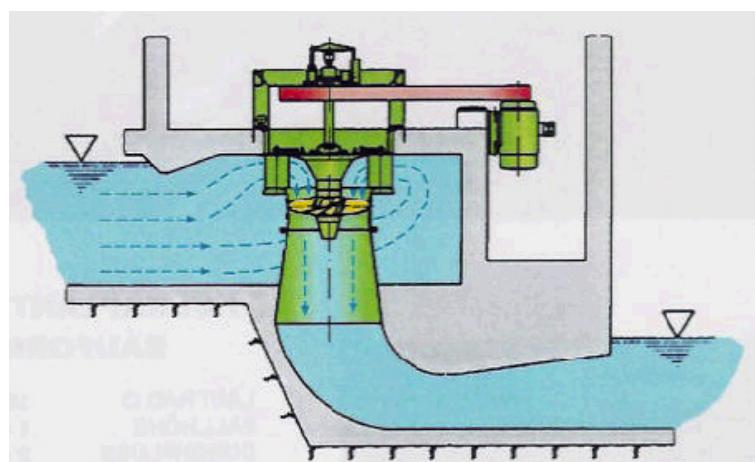
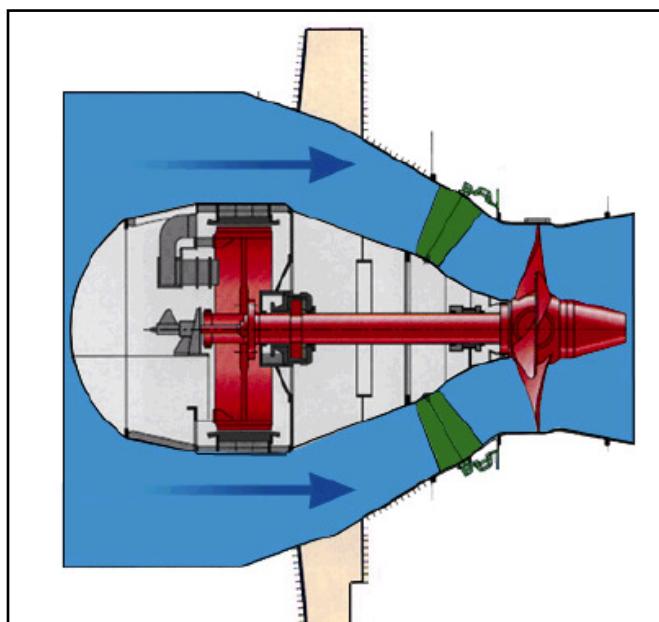


Figura 6.12: sezione trasversale di una Kaplan a doppia regolazione

La Kaplan a doppia regolazione illustrata nella Figura 6.12 è una turbina ad asse verticale con cassa a spirale e distributore a configurazione radiale. Il flusso entra in direzione radiale e compie una svolta ad angolo retto prima di entrare nella girante in direzione assiale. Il sistema di regolazione è progettato in modo che a ogni variazione dell'inclinazione delle pale della girante corrisponde una variazione delle pale del regolatore, allo scopo d'ottimizzare il rendimento della macchina in corrispondenza di una vasta gamma di valori di portata e salto. Le pale della girante possono ruotare con la turbina in funzione grazie a un sistema di bielle-manovelle collegate a un tirante verticale, che scorre all'interno dell'albero cavo della turbina, azionato da un servomotore idraulico.



**Figura 6.13: Sezione trasversale di una turbina a bulbo a doppia regolazione**

La turbina a bulbo deriva dalla Kaplan, con il generatore contenuto in una cassa impermeabile, a forma appunto di bulbo, immersa nell'acqua.

La figura 6.13 illustra una turbina nella quale tutto l'equipaggiamento (generatore e moltiplicatore di giri, se necessario) è alloggiato in un bulbo raffreddato mediante ventilazione forzata. Dal bulbo escono solo i cavi elettrici, debitamente protetti.

Le turbine Kaplan sono sicuramente le macchine che consentono di realizzare il maggior numero di possibili configurazioni.

La scelta è particolarmente delicata negli impianti a basso salto, che per essere convenienti devono utilizzare grandi volumi d'acqua. Per impianti con un salto tra 2 e 5 metri e con portate tra 10 e 100  $\text{m}^3/\text{s}$ , sono necessarie giranti con un diametro di 1,6-3,2 m, accoppiate al generatore tramite un moltiplicatore di giri. In queste situazioni le canalizzazioni idrauliche in generale, e le opere di derivazione in particolare, assumono dimensioni molto grandi e richiedono opere civili ingenti, con un costo che generalmente supera quello degli equipaggiamenti elettromeccanici.

Per ridurre i costi complessivi (opere civili + elettromeccaniche) e in particolare i costi delle opere civili, sono state sviluppate alcune configurazioni ormai considerate classiche.

I criteri di scelta per questo tipo di turbine sono ben noti:

- intervallo di portate disponibili;
- salto netto;
- andamento geomorfologico del terreno;
- vincoli ambientali (impatto visivo e sonoro);
- costo della manodopera.

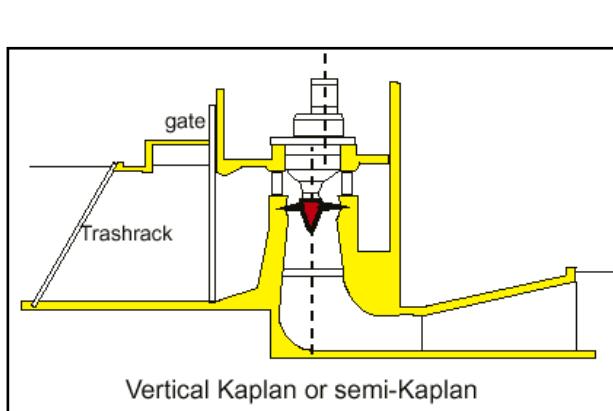
Le diverse configurazioni differiscono a seconda della direzione con cui il flusso d'acqua entra nella turbina (assiale, radiale, misto), il sistema di intercettazione dell'acqua (paratoia o sifone) e il tipo di moltiplicatore di giri (ingranaggi paralleli, a rinvio d'angolo, epicycloidali).

Per coloro che fossero interessati agli impianti a basso salto, si consiglia di leggere la relazione presentata da J. Fonknell a HIDROENERGIA '91<sup>23</sup> che tratta della selezione delle possibili configurazioni.

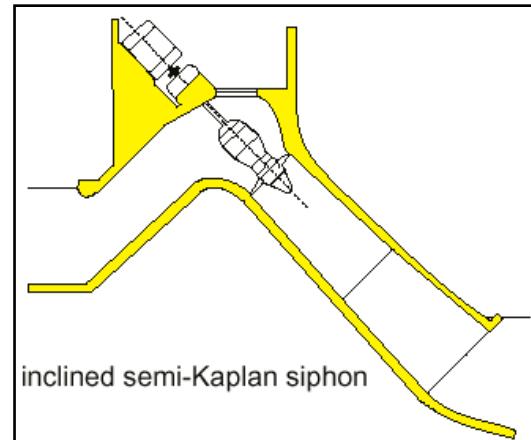
La seguente tabella illustra tutte le possibili configurazioni:

**Tabella 6.1: Possibili configurazioni di turbine Kaplan**

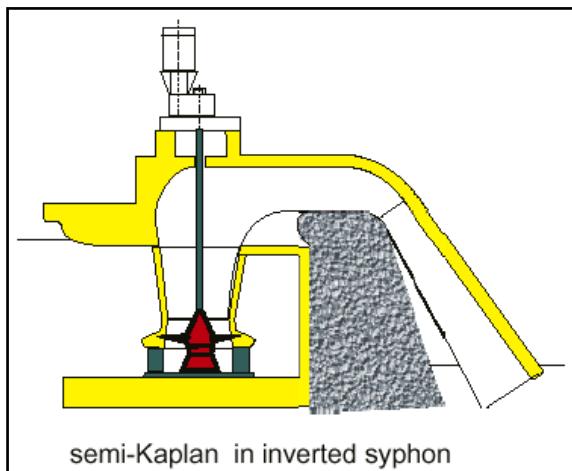
Configurazione	Flusso	Sistema di chiusura	Moltiplicatore	Figura di giri
Kaplan verticale	Radiale	Distributore	Assi paralleli	6.14
Semi-Kaplan con adduzione a sifone	Radiale	Sifone	Assi paralleli	6.15
Semi-Kaplan con scarico sifonato	Radiale	Sifone	Assi paralleli	6.16
Semi-Kaplan inclinata sifonata	Assiale	Sifone	Assi paralleli	6.17
Kaplan a S	Assiale	Paratoia di macchina	Assi paralleli	6.18
Kaplan inclinata a rinvio d'angolo	Assiale	Paratoia di macchina	Conico	6.19
Semi-Kaplan a pozzo	Assiale	Paratoia di macchina	Parallelo	6.20



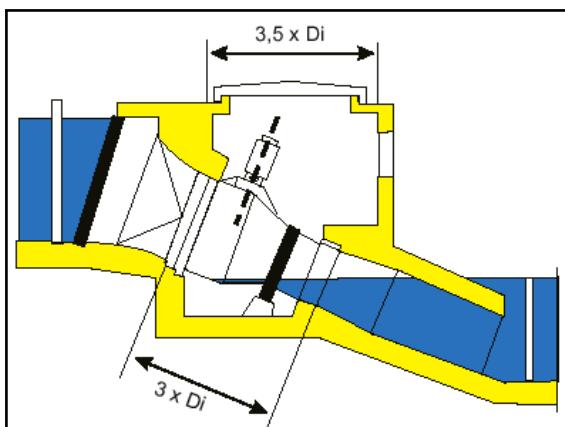
**Figura 6.14: Kaplan verticale**



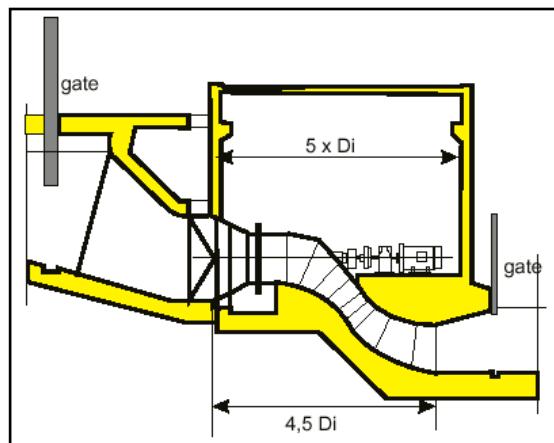
**Figura 6.15: Semi-Kaplan con adduzione a sifone**



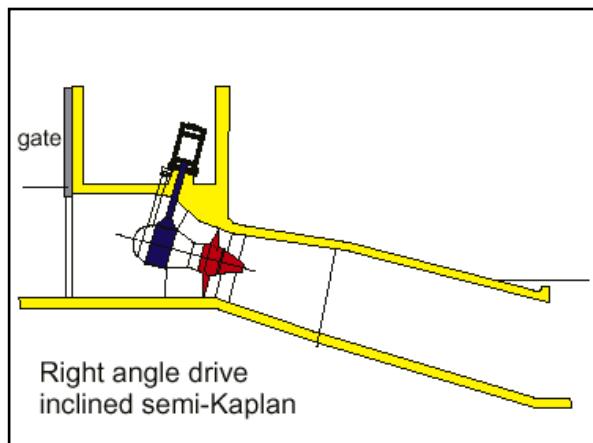
**Figura 6.16: Semi-Kaplan con scarico sifonato**



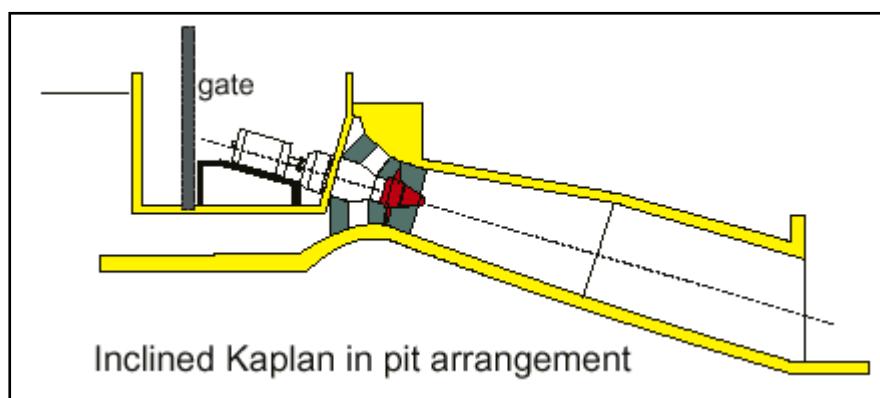
**Figura 6.17: Semi-Kaplan inclinata sifonata**



**Figura 6.18: Kaplan a S**



**Figura 6.19: Kaplan inclinata a rinvio d'angolo**



**Figura 6.20: Semi-Kaplan a pozzo**



Foto 6.7: Kaplan a sifone

L’intercettazione a sifone è affidabile, poco costosa e impedisce che la turbina vada in fuga, però è piuttosto rumorosa durante le operazioni d’avvio e d’arresto dell’impianto se non vengono realizzate delle protezioni insonorizzanti per isolare la pompa aspirante e le valvole. Anche se non necessaria in presenza di normale funzionamento, è raccomandabile installare una paratoia di sicurezza, così da evitare un accidentale avviamento della turbina in presenza di forti variazioni del pelo acqua a monte e a valle. Infatti in queste circostanze la turbina raggiunge velocità molto elevate e l’operatore non ha modo di fermarla. Una soluzione a questo problema può essere la realizzazione di una traversa con paratoie a ventola.

Le centrali interrate sono la soluzione ottimale per mitigare gli impatti visivi e acustici, ma sono realizzabili solo adottando configurazioni di turbina a S, inclinata, a rinvio d’angolo a 90° o in pozzo.

L’installazione di un moltiplicatore di giri consente di utilizzare un generatore di tipo standard da 750 o 1000 giri al minuto e inoltre è un dispositivo affidabile, compatto e poco costoso. La configurazione a S è assai diffusa, sebbene presenti lo svantaggio che l’albero della turbina deve attraversare o la condotta di ingresso o quella di uscita, con conseguenti perdite di carico. Pertanto viene utilizzata principalmente su salti medi o per impianti con condotte forzate.

La configurazione a pozzo ha come vantaggio che tutti i componenti elettromeccanici sono facilmente accessibili, in particolare i giunti d’accoppiamento tra turbina e moltiplicatore di giri e tra moltiplicatore di giri e generatore, rendendo più semplici le operazioni d’ispezione, manutenzione e riparazione. Questa configurazione è molto utilizzata negli impianti con salto molto basso e alte portate, dove è occorre installare giranti del diametro maggiore di 2 m.

Per le stesse motivazioni già illustrate per le Francis, anche le turbine Kaplan devono avere un diffusore e, proprio perché sono realizzate su bassi salti, l’energia cinetica ha un ruolo molto importante; pertanto la qualità di questo elemento della turbina non deve essere trascurata.

### 6.2.2 Numero di giri caratteristico

La maggior parte delle opere idrauliche – sfioratori, dissipatori d’energia, prese d’acqua, etc. – attualmente si progettano e si realizzano in base alle prove su modello fisico in scala ridotta. Il comportamento di questi modelli si fonda sulla teoria della similitudine idraulica, che include l’analisi delle relazioni tra le diverse grandezze fisiche che intervengono sul comportamento dell’acqua in un’opera idraulica, meglio conosciuta come analisi dimensionale.

Il progetto di una turbina idraulica non costituisce un’eccezione e i costruttori di turbine utilizzano normalmente modelli in scala ridotta. La domanda che ci si pone in questi casi è se, conoscendo il comportamento di un certo tipo di turbina in determinate condizioni operative, possano essere estrapolate le prestazioni di una macchina geometricamente simile in condizioni operative diverse.

Se la risposta a questa domanda fosse positiva, la teoria della similitudine fornirebbe un criterio scientifico per catalogare le turbine, di grande utilità per selezionare la macchina che meglio si adatta alle condizioni dell’impianto che si sta progettando.

La risposta è effettivamente positiva se il modello ed il prototipo industriale:

- sono geometricamente simili;
- hanno lo stesso coefficiente volumetrico, definito come  $Q / A\sqrt{2gH}$

Per essere geometricamente simili, il modello avrà tutte le dimensioni omogenee ridotte di un coefficiente fisso rispetto al prototipo. Le grandezze fisiche coinvolte nella similitudine geometrica sono le lunghezze “L”, le aree “A” ed il volume “V”. Se il rapporto tra le lunghezze è  $k$ , quello tra le aree sarà  $k^2$  e quello tra i volumi  $k^3$ .

È importante sottolineare che le prove su modello e le simulazioni fatte in laboratorio sono l’unico sistema per rilasciare delle garanzie sul rendimento delle turbine e sul loro comportamento idraulico. Tutte le regole di similitudine sono pertanto definite rigorosamente negli standard internazionali IEC 60193 e 60041 e nessuna garanzia può essere rilasciata se non rispetta con questi standard.

Secondo questi standard, il numero di giri caratteristico di una turbina è definito come:

$$n_{QE} = \frac{n \cdot \sqrt{Q}}{E^{3/4}} \quad [-] \quad (6.5)$$

dove:  $Q$  = portata [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]  
 $E$  = energia idraulica specifica della macchina [ $\text{J/kg}$ ]  
 $n$  = velocità di rotazione della turbina [ $\text{s}^{-1}$ ]

$n_{QE}$  è definito come numero di giri caratteristico.

Dal momento che talvolta sono ancora utilizzate delle definizioni vecchie e non-standard, vengono forniti di seguito alcuni parametri di conversione:

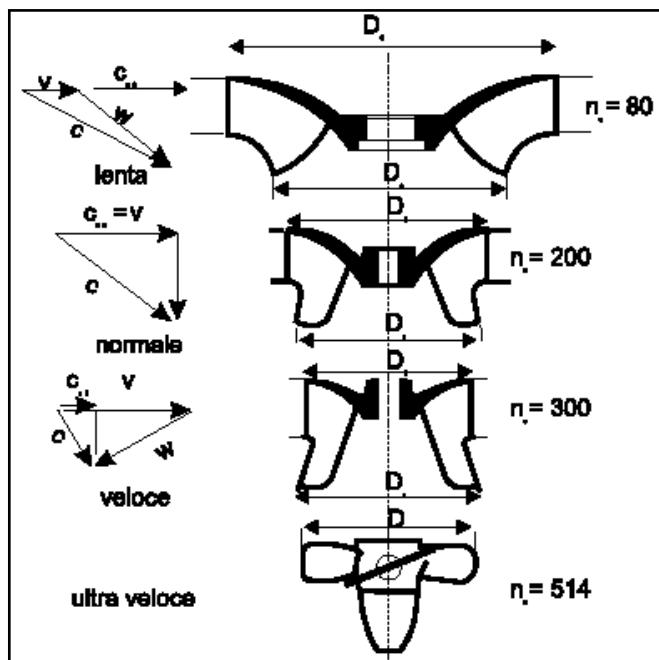
$$\nu = 2.11 \cdot n_{QE} \quad (6.6)$$

$$n_Q = 333 \cdot n_{QE} \quad (6.7)$$

$$n_s = 995 \cdot n_{QE} \quad (6.8)$$

L'equazione 6.8 corrisponde alla definizione di  $n_s$  riferita alle unità di misura del SI.

La Figura 6.21 rappresenta quattro diversi modelli di struttura di girante, ottimizzati in funzione del rendimento, e il loro corrispondente numero di giri caratteristico: più alto è il salto, più basso è il numero di giri caratteristico.



**Figura 6.21: Struttura di una girante in funzione del numero di giri caratteristico  $n_s$**

In generale i costruttori di macchine dichiarano il numero di giri caratteristico delle loro macchine. Un gran numero di studi statistici condotti su numerosi impianti esistenti hanno consentito di mettere in relazione, per ogni tipo di turbina, il numero di giri caratteristico con il valore del salto netto. Alcune di queste relazioni sono rappresentate graficamente nella Figura 6.22.

Pelton (1 getto)	$n_{QE} = 85,49/H^{0,243}$	(De Siervo e Lugaresi, 1978)
Francis	$n_{QE} = 3.763/H^{0,654}$	(Schweiger e Gregori, 1989)
Kaplan	$n_{QE} = 2.283/H^{0,486}$	(Schweiger e Gregori, 1989)
Cross-flow	$n_{QE} = 513,25/H^{0,505}$	(Kpordze e Warnick, 1983)
Elica	$n_{QE} = 2.702/H^{0,5}$	(USBR, 1976)
Bulbo	$n_{QE} = 1.520,26/H^{0,2837}$	(Kpordze e Warnick, 1983)

Conoscendo la velocità specifica, si possono stimare le dimensioni fondamentali di una turbina. In ogni caso si dovrebbero usare le formule statistiche solo per una valutazione preliminare, perché solo i costruttori sono in grado di fornire la reali dimensioni delle turbine.

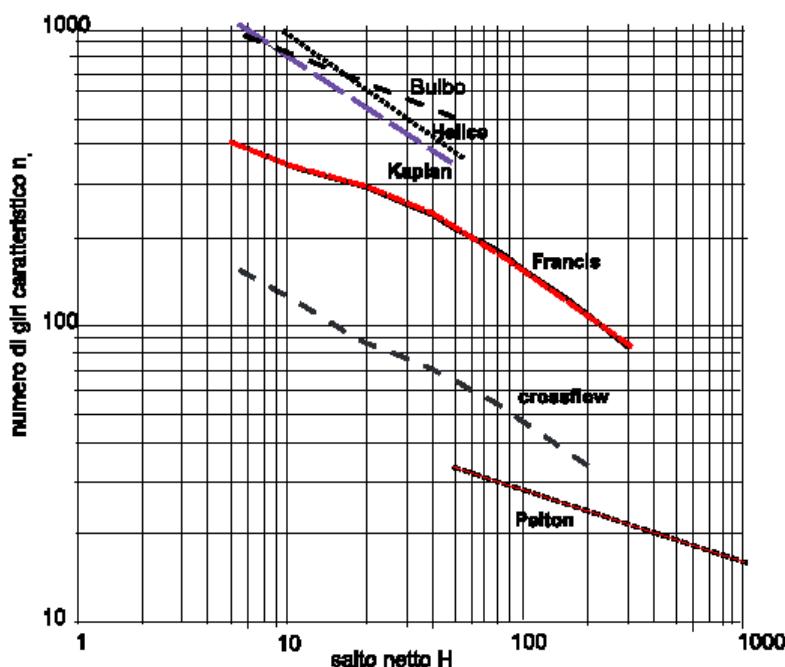
Nelle turbine Pelton, il numero di giri caratteristico cresce in ragione della radice quadrata del numero di getti. Pertanto il numero di giri caratteristico di una Pelton a quattro getti eccezionalmente ci sono più di 4 getti e solo in turbine ad asse verticale) è il doppio di quello di una Pelton a un solo getto.

La tabella 6.2 riporta il numero di giri caratteristico per i principali tipi di turbine.

**Tabella 6.2: numero di giri caratteristico per ciascun tipo di turbina**

Pelton a 1 getto	$0.005 \leq n_{QE} \leq 0.025$
Pelton a n getti	$0.005 \cdot n^{0.5} \leq n_{QE} \leq 0.025 \cdot n^{0.5}$
Francis	$0.05 \leq n_{QE} \leq 0.33$
Kaplan, elica, bulbo	$0.19 \leq n_{QE} \leq 1.55$

La Figura 6.22 mostra l'andamento del numero di giri caratteristico in funzione del salto netto e del tipo di turbina.



**Figura 6.22: numero di giri caratteristico in funzione del salto netto  $H_n = E/g$ .**

In aggiunta vengono di seguito fornite alcune basilari leggi di similitudine:

$$\frac{Q_t}{Q_m} = \frac{\sqrt{H_t}}{\sqrt{H_m}} \cdot \frac{D_t^2}{D_m^2} \quad [-] \quad (6.14)$$

$$\frac{n_t}{n_m} = \frac{\sqrt{H_t}}{\sqrt{H_m}} \cdot \frac{D_m}{D_t} \quad [-] \quad (6.15)$$

dove t corrisponde ai prototipi industriali di turbine e m al modello di laboratorio.

Gli esempi che seguono illustrano l'utilizzo delle leggi di similitudine.

Se si intende realizzare un modello in scala 1:5 di una turbina che lavora con un salto netto di 80 m e una portata di 10 m<sup>3</sup>/s e che gira a 750 giri al minuto, allora per testarla con un salto di 10 m la portata del modello dovrà essere di 0,141 m<sup>3</sup>/s e la sua velocità di rotazione di 1326 giri al minuto.

Un altro esempio è il caso in cui una turbina sia stata progettata per lavorare con un salto netto di 120 m, portata di 1 m<sup>3</sup>/s e 750 giri al minuto, ma in realtà viene utilizzata su un salto netto di 100 m. In questo caso  $D_t = D_m$ . Per poter funzionare correttamente la turbina dovrebbe avere una velocità di rotazione di 685 giri al minuto e la massima portata ammissibile dovrebbe essere di 0,913 m<sup>3</sup>/s.

### 6.2.3 Progettazione preliminare

Questo paragrafo fornirà alcune formule statistiche che permettono la stima delle dimensioni fondamentali delle giranti per turbine Pelton, Francis e Kaplan.

Va ricordato che la progettazione di una turbina è un processo iterativo che si fonda su criteri eterogenei, come il limite di cavitazione, la velocità di rotazione, il numero di giri caratteristico, etc (vedere paragrafo 6.1.4). Quindi, una volta applicate le formule che seguono, bisogna accertarsi che la progettazione preliminare delle turbine che ne deriva sia congruente con i criteri citati sopra.

Per tutti i tipi di turbine, il primo passo da fare consiste nello scegliere la velocità di rotazione.

### Turbine Pelton

Se si conosce la velocità di rotazione della girante, il suo diametro può essere stimato con le seguenti equazioni:

$$D_1 = 0.68 \cdot \frac{\sqrt{H_n}}{n} \quad [\text{m}] \quad (6.16)$$

$$B_2 = 1.68 \cdot \sqrt{\frac{Q}{n_{\text{getti}}} \cdot \frac{1}{\sqrt{H_n}}} \quad [\text{m}] \quad (6.17)$$

$$D_e = 1.178 \cdot \sqrt{\frac{Q}{n_{\text{getti}}} \cdot \frac{1}{\sqrt{g \cdot H}}} \quad [\text{m}] \quad (6.18)$$

dove n è la velocità di rotazione in giri al secondo e n<sub>getti</sub> è il numero di getti.

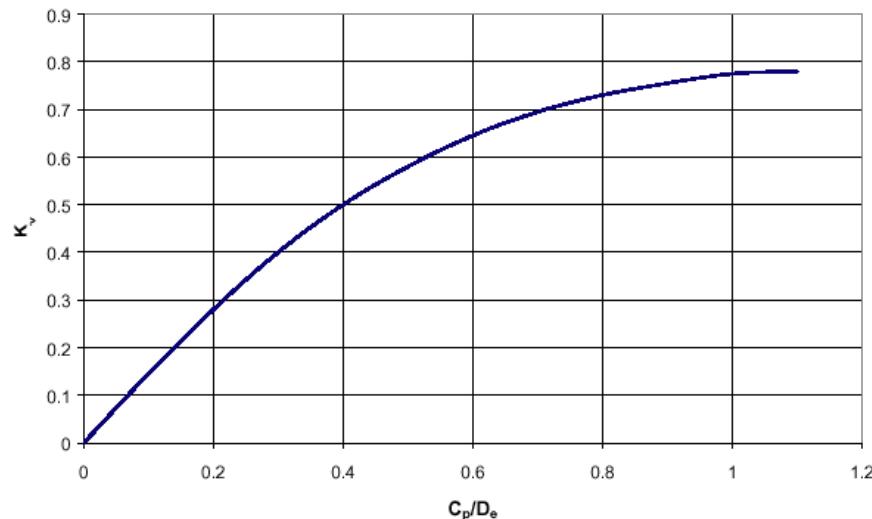
D<sub>1</sub> è definito come il diametro della circonferenza tangente ai getti. B<sub>2</sub> è la larghezza della pala, che dipende soprattutto dalla portata e dal numero di getti. D<sub>e</sub> è il diametro degli ugelli.

Come regola generale, il rapporto D<sub>1</sub>/B<sub>2</sub> dovrebbe sempre essere maggiore di 2,7. Se non è così, bisogna procedere a un nuovo calcolo con una velocità di rotazione più bassa o con un maggior numero di getti.

Il valore della portata in funzione dell'apertura degli ugelli C<sub>p</sub> – che in una turbina a un getto corrisponde all'intera portata – può essere stimato con la seguente formula:

$$Q_{\text{getto}} = K_v \cdot \pi \cdot \frac{Q_e^2}{4} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (6.19)$$

dove  $K_v$  è rappresentato nella Figura 6.23 in funzione dell'apertura relativa  $a = C_p/D_e$ .



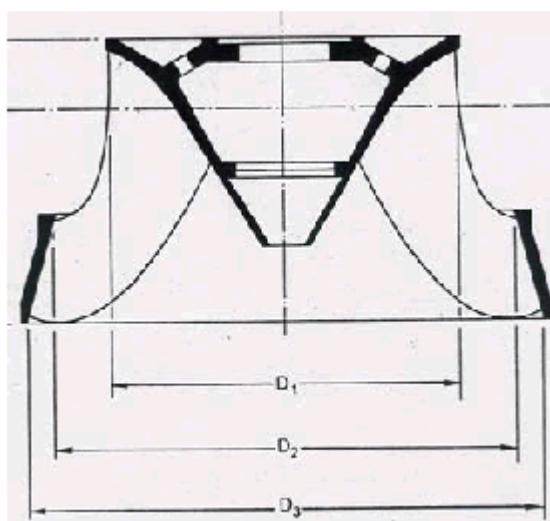
**Figura 6.23: caratteristiche degli ugelli**

Per gli altri calcoli dimensionali fare riferimento all'articolo di De Siervo e Lugaresi<sup>10</sup>.

### Turbine Francis

Le turbine Francis coprono una vasta gamma di numeri di giri caratteristici, che vanno da 0,05 a 0,33, corrispondenti rispettivamente alle Francis su alto salto e su basso salto.

La Figura 6.24 mostra una sezione schematica di una girante Francis, con i diametri di riferimento  $D_1$ ,  $D_2$  e  $D_3$ .



**Figura 6.24: sezione trasversale di una girante Francis**

Gli articoli di de Siervo e de Leva<sup>11</sup> e di Lugaresi e Massa<sup>13</sup>, basati sull'analisi statistica di più di 200 impianti esistenti, consentono una progettazione preliminare delle turbine Francis. Come per tutte le analisi statistiche, i risultati non saranno sufficienti da soli per la progettazione completa della turbina, in quanto corrispondono solo a una soluzione media standard, in particolare se si considera il criterio della cavitazione (vedere paragrafo 6.1.4.4).

Il diametro esterno  $D_3$  è dato dall'equazione 6.20:

$$D_3 = 84.5 \cdot (0.31 + 2.488 \cdot n_{QE}) \cdot \frac{\sqrt{H_n}}{60 \cdot n} \quad [m] \quad (6.20)$$

Il diametro interno  $D_1$  è dato dall'equazione 6.21:

$$D_1 = (0.4 + \frac{0.095}{n_{QE}}) \cdot D_3 \quad [m] \quad (6.21)$$

Il diametro interno  $D_2$  è dato dall'equazione 6.22 per  $n_{QE} > 0.164$

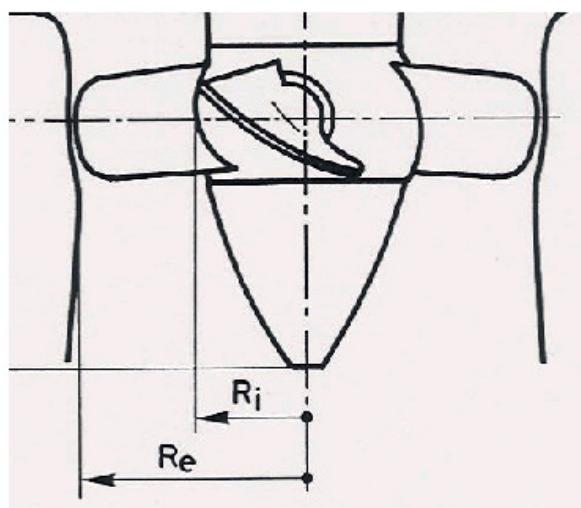
$$D_2 = \frac{D_3}{0.96 + 0.037881 \cdot n_{QE}} \quad [m] \quad (6.22)$$

Per  $n_{QE} < 0.164$ , si può considerare  $D_1 = D_2$

Per gli altri calcoli dimensionali fare riferimento agli articoli citati sopra.

### Turbine Kaplan

Le turbine Kaplan sono caratterizzate da un numero di giri caratteristico molto maggiore di quello delle Francis e delle Pelton.



**Figura 6.25: Sezione trasversale di una turbina Kaplan**

Nella fase di progettazione preliminare, il diametro esterno  $D_e$  può essere calcolato con l'equazione 6.23:

$$D_e = 84.5 \cdot (0.79 + 1.602 \cdot n_{QE}) \cdot \frac{\sqrt{H_n}}{60 \cdot n} \quad [m] \quad (6.23)$$

Il diametro del mozzo della girante  $D_i$  può essere calcolato con l'equazione 6.24:

$$D_i = (0.25 + \frac{0.0951}{n_{QE}}) \cdot D_e \quad [m] \quad (6.24)$$

Per gli altri calcoli dimensionali fare riferimento agli articoli di De Siervo e De Leva o Lugaresi e Massa.

#### 6.2.4 Criteri di scelta della turbina

Il tipo, la geometria e le dimensioni di una turbina sono condizionati essenzialmente dai seguenti parametri:

- salto netto;
- portata da turbinare;
- velocità di rotazione;
- problemi di cavitazione;
- velocità di fuga;
- costo

Come precedentemente già ricordato, la progettazione preliminare e la scelta della turbina sono entrambi processi iterativi.

#### **Salto netto**

Il salto lordo è la distanza verticale tra il livello del pelo acqua alla presa e quello nel canale di scarico - nelle turbine a reazione - oppure tra il livello del pelo acqua alla presa e quello dell'asse dei getti - nelle turbine ad azione.

Come spiegato nel Paragrafo 6.1.1, equazione 6.4, il salto netto è il rapporto tra l'energia idraulica specifica della macchina e l'accelerazione di gravità. Questa definizione è particolarmente importante in quanto negli impianti a basso salto l'energia cinetica residua non può essere trascurata.

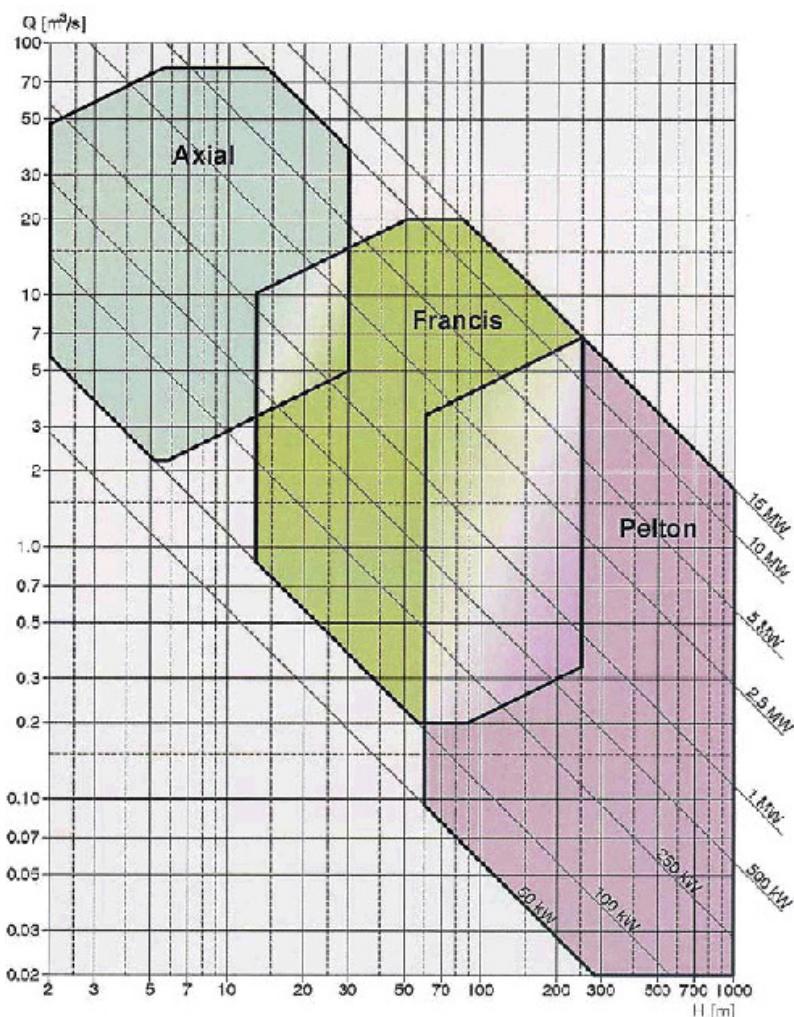
Il primo criterio da prendere in considerazione nella scelta della turbina è il salto netto. La tabella 6.3 indica il campo di valori di salto entro cui ciascun tipo di turbina è in grado di lavorare.

**Tabella 6.3: valori di salto**

Tipo di turbina	Campo dei salti
Kaplan and elica	$2 < H_n < 40$
Francis	$25 < H_n < 350$
Pelton	$50 < H_n < 1'300$
Crossflow	$5 < H_n < 200$
Turgo	$50 < H_n < 250$

## Portata

Un unico valore di portata non ha significato; è necessario conoscere il regime delle portate, tipicamente rappresentato attraverso una curva delle durate delle portate (FDC) ottenuta dai dati idrometrici oppure da studi idrologici, come illustrato nei paragrafi 3.3 e 3.6.



**Figura 6.26: campo di applicazione dei diversi tipi di turbina**

La portata stimata e il salto netto determinano l'insieme delle turbine idonee al sito e alle condizioni ambientali. Le turbine idonee sono quelle per cui la portata disponibile e il salto netto individuano un punto che ricade all'interno del campo di funzionamento (Figura 6.26). Un punto come quello appena definito ricade di solito all'interno del campo di funzionamento di diverse turbine. Tutte queste turbine sono appropriate per operare in quelle condizioni e sarà quindi necessario valutare la capacità installata e la producibilità in rapporto ai costi per poter prendere una decisione. Bisogna però ricordare che il campo di funzionamento di un tipo di turbina varia a seconda del costruttore e quindi quelli illustrati in figura devono essere considerati solo come indicativi.

Dal momento che una turbina può lavorare solo con valori di portata compresi tra un massimo e un minimo tecnico, potrebbe risultare vantaggioso installare alcune piccole

turbine al posto di una sola più grande. In questo caso le turbine vengono avviate in modo sequenziale, cosicché tutte quelle in funzione, tranne una, lavorano alla loro portata nominale e perciò garantiscono alti rendimenti. Inoltre se si opta per utilizzare 2 o 3 piccole turbine, ciascuna unità avrà un peso minore e pertanto le operazioni di trasporto e di installazione risulteranno più facili. Infine la ripartizione della portata tra due o più turbine consente a ciascuna di avere una velocità di rotazione maggiore, riducendo la necessità di un moltiplicatore di giri.

In presenza di forti variazioni di portata all'interno del campo dei medi salti, una Pelton multigetto con bassa velocità di rotazione sarà da preferire a una Francis. Una simile considerazione può essere espressa con riferimento alle Kaplan e alle Francis in presenza di bassi salti.

La scelta finale tra l'installazione di una o più unità o tra un tipo di turbina e l'altra sarà il risultato di un processo iterativo che tiene conto dei costi di investimento e della producibilità annua.

**Tabella 6.4: tolleranza rispetto alla variazione di portata e di salto**

Tipo di turbina	Tolleranza per variazioni di portata	Tolleranza per variazioni di salto
Pelton	Alta	Bassa
Francis	Media	Bassa
Kaplan a doppia regolazione	Alta	Alta
Kaplan a singola regolazione	Alta	Media
Elica	Bassa	Bassa

### Numero di giri caratteristico

Il numero di giri caratteristico costituisce un eccellente criterio di selezione delle turbine, senza dubbio maggiormente preciso di quello, più convenzionale e conosciuto, dei campi di funzionamento sopra illustrato.

Per esempio, se vogliamo produrre energia elettrica in un impianto con un salto netto di 100 m e una portata di 0,9 m<sup>3</sup>/s tramite una turbina direttamente accoppiata ad un generatore standard da 1.500 rpm, possiamo calcolare il numero di giri caratteristico secondo l'equazione 6.5:

$$n_{QE} = 0,135$$

dalla quale si deduce che l'unica scelta possibile è una turbina Francis.

Se invece prevediamo un moltiplicatore di giri, oltre alla Francis, la scelta potrà comprendere una Pelton a 4 getti con un generatore a 600 rpm.

Supponiamo ancora di dover installare una turbina direttamente accoppiata ad un generatore da 1.000 rpm in un impianto con un salto di 400 m e 0,42 m<sup>3</sup>/s di portata. Calcoliamo subito la velocità specifica:

$$n_{QE} = 0,022$$

la quale ci conferma che dobbiamo scegliere una Pelton ad un getto, con un diametro, in accordo con la 6.15, D<sub>1</sub> = 0,815m.

Si potrebbe anche scegliere una Pelton a due o più getti in presenza di un'alta variabilità delle portate, in modo da garantire un buon rendimento anche a carico ridotto.

Come precedentemente spiegato, le turbine Pelton sono caratterizzate meglio dal rapporto  $D_1/B_2$  che dal numero caratteristico di giri. Questo rapporto può essere ricavato solo attraverso attività sperimentale in laboratorio e, come regola generale, deve essere maggiore di 2,7.

### Cavitazione

Quando la pressione in un liquido in movimento scende sotto la sua tensione di vapore, ha luogo l'evaporazione del liquido. Questo fenomeno dà luogo alla formazione di un gran numero di piccole bolle, che sono trasportate fuori dalla zona a bassa pressione dal movimento e collassano quando giungono nelle zone a pressione maggiore. La formazione di queste bolle ed il loro collasso è ciò che viene definito cavitazione. L'esperienza insegna che questo fenomeno crea degli impulsi di pressione molto elevati, accompagnati da forte rumore (una turbina che cavita fa un rumore come se fosse attraversata da ghiaia).

L'azione continua ripetuta di queste pressioni a carattere impulsivo produce sulle pale della girante e sul mozzo una specie di erosione diffusa, formando cavità nel metallo ("pitting"). Col tempo questa erosione provoca la formazione di cricche tra le cavità, con asportazione del metallo. Le temperature elevate generate dagli impulsi di pressione e la presenza di ossigeno nei gas rilasciati aggravano il fenomeno, dando origine a corrosione, cosicché in un tempo relativamente breve la turbina risulta seriamente danneggiata ed deve essere fermata e riparata, se si è intervenuti in tempo.

In ogni caso la cavitazione non è qualcosa d'inevitabile. La sperimentazione in laboratorio consente di mettere a punto un'adeguata progettazione idraulica delle turbine e di definire il loro campo di funzionamento, elementi che aiutano entrambi ad evitare che si verifichi questo fenomeno.

L'esperienza dimostra che esiste un coefficiente di cavitazione, chiamato  $\sigma$  di Thoma, che definisce con sufficiente precisione i parametri che danno luogo alla cavitazione.

Questo coefficiente, secondo gli standard IEC 60193, è dato dall'equazione:

$$\sigma = \text{NPSE}/gH \quad (6.25)$$

nella quale  $H$  il salto netto dell'impianto  $w$  NPSE è l'energia d'aspirazione netta definita come:

$$\text{NPSE} = \frac{P_{\text{atm}} - P_v}{\rho} + \frac{V^2}{2} - g \cdot H_s \quad (6.26)$$

dove:

$P_{\text{atm}}$  = pressione atmosferica [Pa];

$P_v$  = tensione di vapore [Pa];

$H_s$  = altezza d'aspirazione, pari alla distanza tra il pelo acqua nel canale di restituzione e la sezione critica (asse di rotazione delle macchine ad asse orizzontale, piano di riferimento di quelle ad asse verticale) [m];

$V$  = velocità media nel canale di scarico [m/s];

$g$  = accelerazione di gravità [m/s<sup>2</sup>]

$\rho$  = densità dell'acqua [kg/m<sup>3</sup>]

Per non avere cavitazione, la turbina dovrebbe essere installata a un'altezza  $H_s$  sopra il livello minimo del pelo acqua nel canale di restituzione pari a:

$$H_s = \frac{P_{atm} - P_v}{\rho \cdot g} + \frac{V^2}{2 \cdot g} - \sigma \cdot H_n \quad [m] \quad (6.27)$$

Il valore  $\sigma$  di una turbina è una funzione del numero di giri caratteristico e dovrebbe essere fornito dal costruttore, che lo ricava normalmente da prove su modello. Ad ogni modo, De Siervo e Luganesi, basandosi su indagini statistiche, hanno trovato per le turbine Francis e Kaplan le seguenti relazioni:

$$\text{Francis} \quad \sigma = 1.2715 \cdot n_{QE}^{1,41} + \frac{V^2}{2 \cdot g \cdot H_n} \quad (6.28)$$

$$\text{Kaplan} \quad \sigma = 1.5241 \cdot n_{QE}^{1,46} + \frac{V^2}{2 \cdot g \cdot H_n} \quad (6.29)$$

È opportuno sottolineare che l'altezza d'aspirazione varia sensibilmente con la quota a cui è ubicata la centrale. Come è noto  $H_{atm}$  diminuisce approssimativamente di 1,1 m ogni 1.000 m, dai 10,3 m di colonna d'acqua al livello del mare ai 7 m alla quota di 3.000 m. Così una turbina Francis con  $n_s = 150$  e salto di 100 m (che corrisponde ad un  $\sigma_T = 0,088$ ) se installata al livello del mare esige un'altezza d'aspirazione:

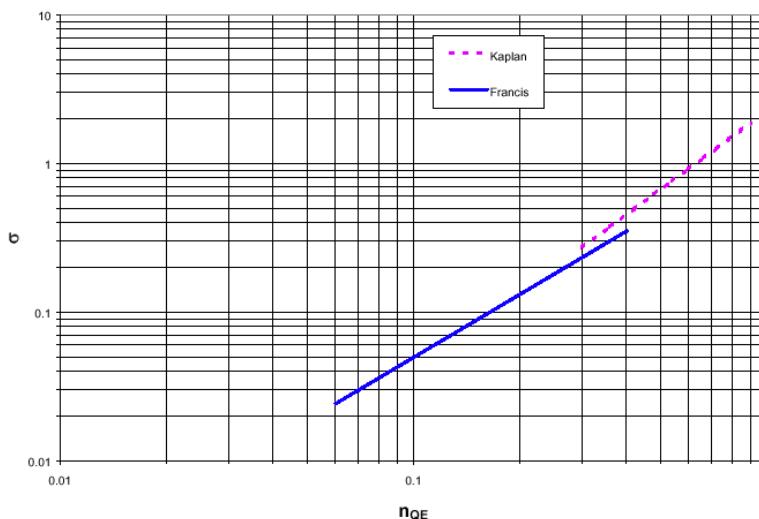
$$H_s = \frac{101.000 - 880}{1.000 \cdot 9,81} + \frac{2^2}{2 \cdot 9,81} - 0,09 \cdot 100 = 1,41 \text{ m}$$

mentre se viene installata a 2.000 m s.l.m. necessita di un'altezza:

$$z H_s = \frac{79.440 - 880}{1.000 \cdot 9,81} + \frac{2^2}{2 \cdot 9,81} - 0,09 \cdot 100 = -0,79 \text{ m}$$

che richiede scavi maggiori.

La Figura 6.27 fornisce una rappresentazione dei limiti di cavitazione.



**Figura 6.27: Limiti di cavitazione**

L'equazione 6.30 fornisce uno strumento per controllare la concordanza tra il numero di giri caratteristico  $n_{QE}$  e i limiti di cavitazione.

$$n_{QE} \leq 0.686 \cdot \sigma^{0.5882} \quad [-] \quad (6.30)$$

Si deve tenere presente che lungo le pale di una turbina Pelton si possono verificare fenomeni locali di cavitazione se il profilo interno non è stato ben disegnato o se la forma testata in laboratorio non è poi stata fedelmente riprodotta in fase di fabbricazione.

### Velocità di rotazione

Secondo l'equazione (6.5) la velocità di rotazione di una turbina è funzione del numero di giri caratteristico, della portata e del salto netto. Nei piccoli impianti si è soliti impiegare generatori *standard*, per cui, nello scegliere la turbina, si deve tenere conto delle possibili velocità di sincronismo, come mostrato nella tabella 6.5, sia che essa sia accoppiata direttamente al generatore sia che venga interposto un moltiplicatore di giri.

**Tabella 6.5: Velocità di sincronizzazione (rpm) di generatori**

Numero di poli	Frequenza		Numero di poli	Frequenza	
	50 Hz	60 HZ		50 Hz	60 HZ
2	3000	3.600	16	375	450
4	1500	1.800	18	333	400
6	1.000	1.200	20	300	360
8	750	900	22	272	327
10	600	720	24	250	300
12	500	600	26	231	277
14	428	540	28	214	257

### Velocità di fuga

Ciascun tipo di turbina è caratterizzata da una velocità di fuga, che è la massima velocità che essa può teoricamente raggiungere in caso di distacco del carico (per l'apertura dell'interruttore di parallelo o per un guasto all'eccitazione) in un momento in cui il gruppo idroelettrico sta lavorando al massimo carico.

A seconda del tipo di turbina, la velocità di fuga può risultare circa il doppio o il triplo della velocità nominale. La tabella 6.3 riporta questo rapporto per alcuni tipi di turbine.

Si deve tener presente che all'aumentare della velocità di fuga aumenta il costo del generatore e del moltiplicatore di giri, i quali debbono essere progettati per resistere alle sollecitazioni indotte da questa possibile situazione.

**Tabella 6.3: Velocità di fuga di alcune turbine**

Tipo di turbina	Velocità normale n (rpm)	Velocità di fuga $n_{max}/n$
Kaplan a semplice regolazione	75-100	2,0-2,4
Kaplan a doppia regolazione	75-150	2,8-3,2
Francis	500-1.500	1,8-2,2
Pelton	500-1.500	1,8-2,0
Cross-flow	60-1.000	1,8-2,0
Turgo	600-1.000	2

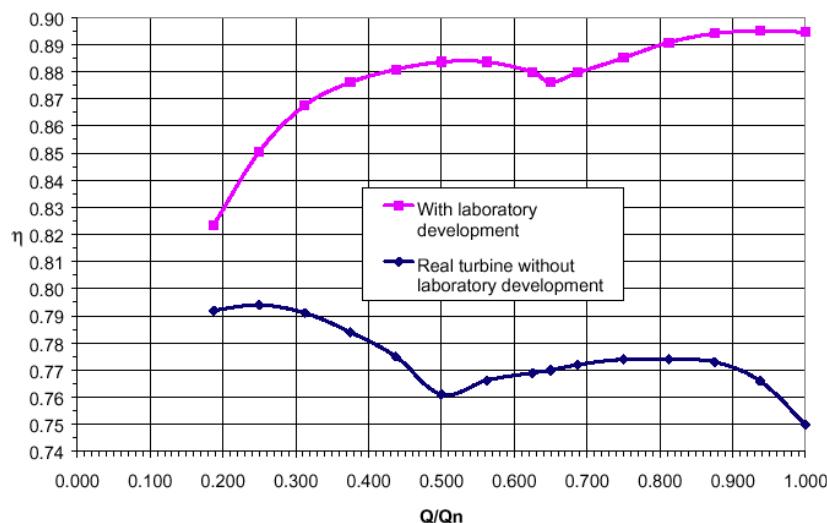
### 6.2.5 Rendimento delle turbine

È importante sottolineare che il rendimento caratterizza non solo la capacità di una turbina di sfruttare le caratteristiche del sito in modo ottimale, ma anche il suo comportamento idrodinamico.

Un rendimento medio significa che la progettazione idraulica non è ottimale e che possono verificarsi dei problemi (ad esempio cavitazione, vibrazioni, etc) che a loro volta causano una riduzione della producibilità e in alcuni casi anche dei danni alle macchine.

Ogni committente dovrebbe richiedere al costruttore una garanzia sui rendimenti (non sulla producibilità) basata su test di laboratorio, perché è l'unico modo per essere sicuri che la turbina lavori in modo corretto. Si dovrebbe inoltre conoscere l'origine della garanzia, anche per gli impianti molto piccoli.

La Figura 6.28 mostra un esempio di un impianto realizzato senza garanzia e test di laboratorio.



**Figura 6.28: Misure di rendimento su una turbina reale realizzata senza sperimentazione in laboratorio**

Se un committente volesse verificare la producibilità di una turbina ha a disposizione 2 metodi.

Il primo metodo consiste nell'eseguire delle **prove in situ** dopo aver messo in funzione la turbina. Per ottenere misure adeguatamente precise, devono essere utilizzate delle tecniche complesse, difficili da applicare e spesso non adatte ai piccoli impianti.

Diventa perciò generalmente necessario far ricorso a metodologie più semplici, i cui risultati sono però sempre discutibili. Se i test dimostrano che non si ottengono i rendimenti garantiti, di solito è troppo tardi per perfezionare la macchina. Nemmeno il pagamento delle panali da parte dei costruttori compensa le perdite per la minor producibilità subite dal produttore lungo tutto l'arco di vita della turbina.

Il secondo metodo consiste nell'effettuare **test di laboratorio** su turbine geometricamente simili al prototipo industriale. Nel caso di piccoli impianti, le dimensioni dei modelli che vengono testati sono spesso simili a quelle delle macchine reali. Il comportamento idraulico di una turbina può essere esaminato sull'intero intervallo di funzionamento e perciò è possibile correggere eventuali difetti prima che la macchina venga effettivamente costruita.

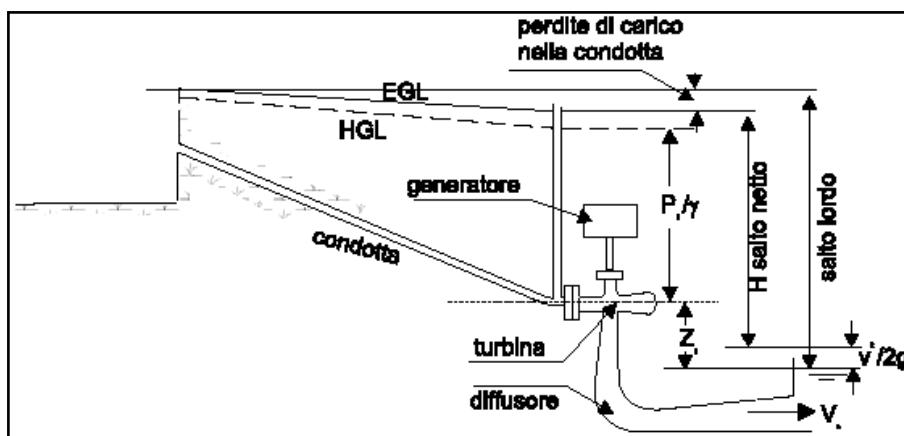
Il rendimento garantito dai costruttori di turbine è quello definito e verificabile secondo la pubblicazione “International Code for the field acceptance tests of hydraulic turbines” (IEC-60041) o, se applicabile, “International Code for the model acceptance tests” (IEC-60193).

Il rendimento è definito come il rapporto tra la potenza meccanica trasmessa all’albero turbina e la potenza idraulica assorbita nelle condizioni di salto e di portata nominali, come definita nell’equazione 6.1

$$\eta = \frac{P_{\text{mec}}}{P_k} \quad [-] \quad (6.31)$$

Come illustrato nella Figura 6.29, la turbina non consiste solo della girante. Gli standard internazionali definiscono chiaramente i limiti della turbina e i costruttori devono rilasciare le loro garanzie facendo riferimento a questi limiti. I costruttori indicano anche alcuni criteri di qualità che i committenti devono rispettare, come ad esempio la distribuzione delle velocità e la deviazione di flusso in caso di impianti a basso salto.

È necessario osservare che nelle turbine ad azione (Pelton e Turgo), il salto si misura dal punto d’impatto del getto, che è sempre sopra il livello di valle per evitare che la ruota sia sommersa durante le piene. Ciò comporta una certa perdita di salto e rispetto alle turbine a reazione, che utilizzano tutto il dislivello disponibile, negli impianti a bassa e media caduta la differenza è tutt’altro che trascurabile.



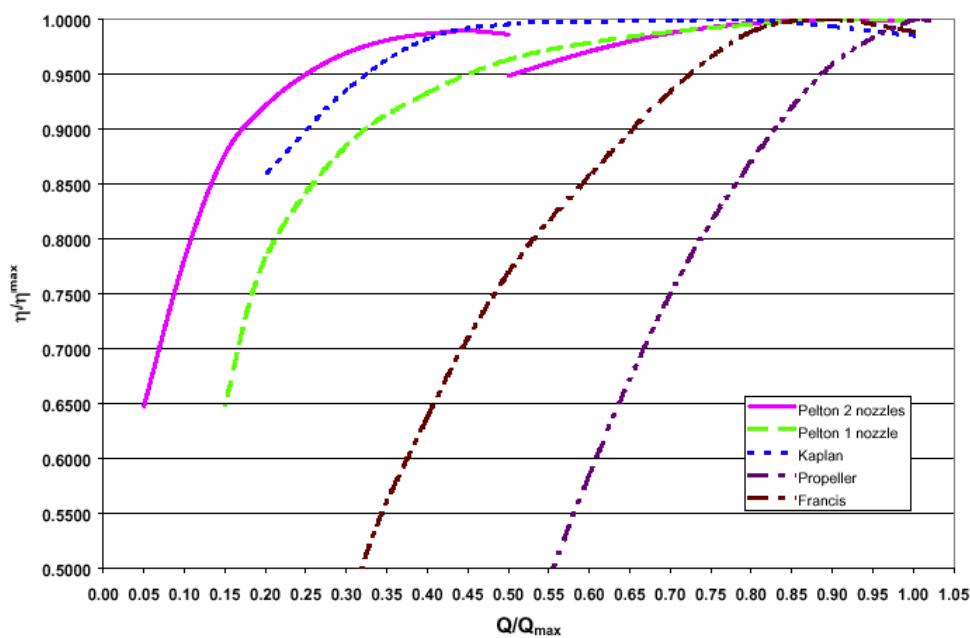
**Figura 6.29: Schema delle perdite di carico in un impianto idroelettrico**

A causa delle perdite di carico presenti, le turbine a reazione utilizzano una quantità di energia minore rispetto all’energia idraulica specifica disponibile per la turbina, così come riportato nella figura 6.30. Si tratta essenzialmente di perdite per attrito nella cassa spirale, nel passaggio tra le pale del distributore e tra quelle della ruota, e di energia cinetica residua nel diffusore.

Quest’ultimo è progettato per recuperare la maggior percentuale possibile di energia cinetica dall’acqua che esce dalla girante, che rappresenta un fattore particolarmente rilevante negli impianti con salto molto basso (<5m), dove le perdite di carico di questo tipo possono costituire fino all’80% del salto netto (laddove invece negli impianti a medio salto raramente superano il 3%-4%). Il funzionamento del diffusore implica tali

conseguenze sul funzionamento di una turbina e sul suo rendimento che solo il costruttore della turbina può progettarlo adeguatamente, sulla base delle suoi test di laboratorio.

La Figura 6.30 (abbinata alla Tabella 6.7) indica i tipici valori di rendimento garantiti dai costruttori per diversi tipi di turbine. Per calcolare il rendimento globale di un impianto, il rendimento della turbina deve essere moltiplicato per quello del moltiplicatore di giri (se presente) e per quello del generatore.



**Figura 6.30: Rendimenti tipici di piccole turbine**

Quando la portata turbinata si allontana dalla portata nominale, il rendimento della turbina diminuisce. Dal momento che la portata di progetto (portata nominale) di una turbina a reazione viene di solito scelta per essere diversa dalla portata corrispondente al massimo rendimento, i valori di rendimento indicati nella Tabella 6.7 corrispondono ai rendimenti massimi, ma non ai rendimenti corrispondenti alla portata di progetto o massima di una turbina.

Le turbine Kaplan a doppia regolazione e le Pelton possono lavorare in modo soddisfacente su un ampio intervallo di valori di portata, fino a circa il 20% della portata nominale.

Le Kaplan a singola regolazione (semi-Kaplan) lavorano efficientemente sopra il 35% della portata nominale e le Francis solamente sopra al 50%. Sotto il 40%, una turbina Francis può manifestare problemi di vibrazioni che rendono instabile il suo funzionamento e obbligano a fermarla.

Le turbine ad elica con pale e distributore fissi possono operare in modo soddisfacente solo in un campo di valori di portata molto limitato attorno alla loro portata nominale.

Si osserva infine che una turbina Kaplan monoregolante assicura un rendimento migliore se la regolazione avviene sulle pale della ruota piuttosto che su quelle del distributore.

**Tabella 6.7: Rendimenti tipici di piccole turbine**

Tipo di turbina	Massimo rendimento
Kaplan a singola regolazione	0.91
Kaplan a doppia regolazione	0.93
Francis	0.94
Pelton a “n” getti	0.90
Pelton a 1 getto	0.89
Turgo	0.85

### 6.3 Moltiplicatori di velocità

Quando la turbina ed il generatore girano alla stessa velocità e possono essere installati assialmente, si raccomanda l'accoppiamento diretto, che evita le perdite meccaniche e minimizza le manutenzioni. Il costruttore della turbina raccomanderà il tipo di accoppiamento da utilizzare, rigido o flessibile, per quanto sia preferibile in generale un giunto elastico, che tollera piccoli errori di allineamento.

In generale, e soprattutto negli impianti a basso salto, le ruote girano a meno di 400 rpm e ciò comporta l'obbligo di ricorrere a un moltiplicatore per raggiungere i 750÷1.500 rpm degli alternatori standard. Nell'ambito delle potenze dei piccoli impianti idroelettrici, questa soluzione è normalmente più economica dell'accoppiamento diretto, senza moltiplicatore, a un generatore speciale, costruito apposta per le esigenze specifiche.

Attualmente i costruttori di alternatori offrono anche delle macchine che girano a bassa velocità, per permettere l'accoppiamento diretto con la turbina.

#### 6.3.1 Tipi di moltiplicatori

I moltiplicatori possono essere classificati, in funzione del tipo d'ingranaggi utilizzati per la loro costruzione, in:

**Paralleli:** utilizzano ingranaggi elicoidali su assi paralleli e sono idonei per potenze medie. La figura 6.31 mostra un moltiplicatore ad assi verticali, accoppiato a una turbina Kaplan verticale.

**Conici:** generalmente limitati a piccole potenze, utilizzano ingranaggi conici a spirale per un rinvio d'angolo di 90°. La figura 6.32 illustra un moltiplicatore di questo tipo a due stadi: il primo a ingranaggi planetari e il secondo a ingranaggi conici.

**Epicicloidali:** montano ingranaggi epicicloidali che garantiscono una grande compattezza; sono particolarmente adatti a potenze superiori a 2 MW.

**A cinghia** sono solitamente utilizzati per potenze molto basse e hanno manutenzioni molto semplici (Figura 6.33)

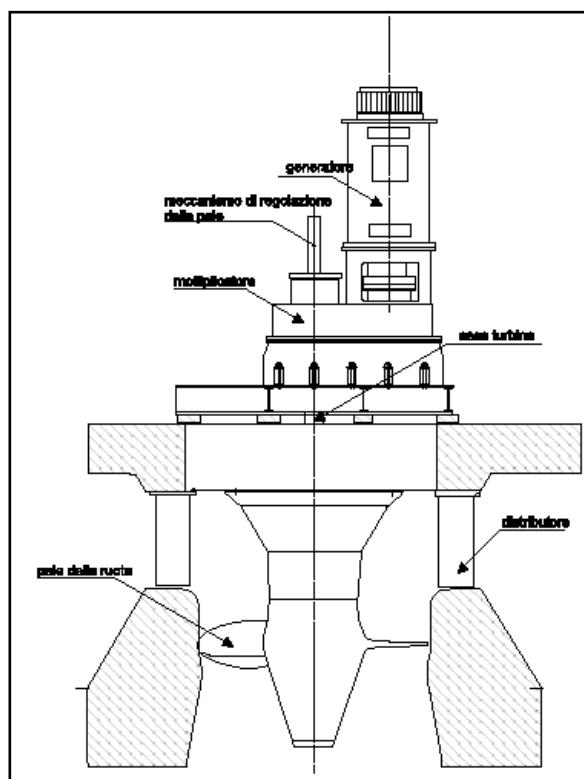


Figura 6.31: Moltiplicatore parallelo

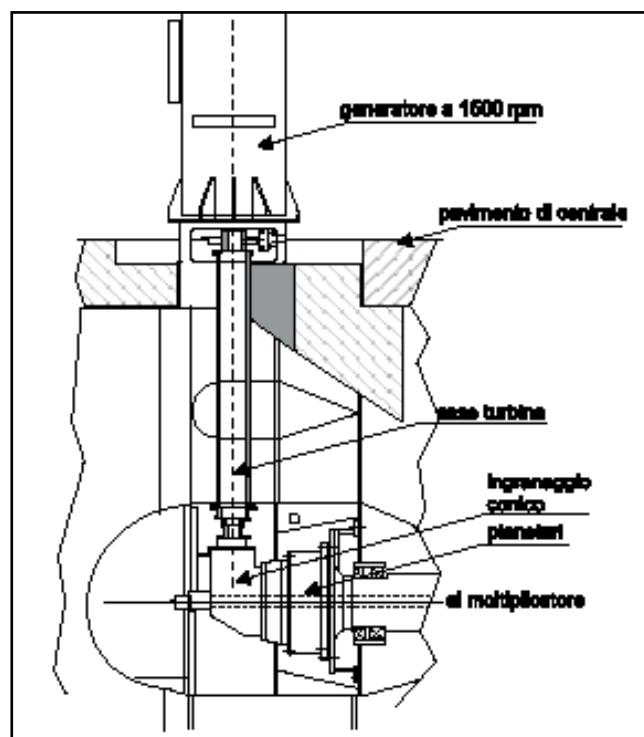
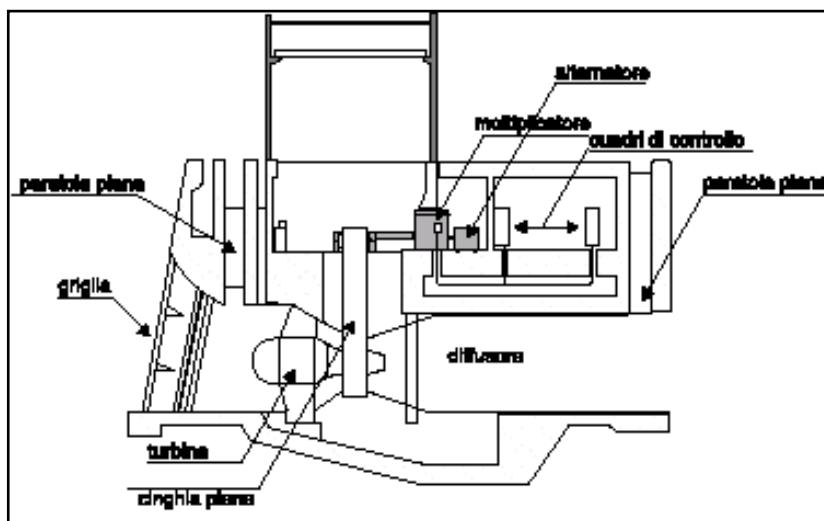


Figura 6.32: Moltiplicatore conico



**Figura 6.33: Moltiplicatore epicicloidale**

### 6.3.2 Progetto di un moltiplicatore

La cassa deve garantire, anche in presenza di sollecitazioni esterne, il corretto allineamento dei componenti. In generale è realizzata d'acciaio saldato, fortemente irrigidito per poter resistere, senza deformazioni, agli sforzi trasmessi dalla turbina e dal generatore.

Il moltiplicatore deve resistere agli sforzi molto elevati indotti da situazioni eccezionali, quali difetti di sincronizzazione, cortocircuiti o velocità di fuga della turbina. Per proteggere gli ingranaggi contro questi sforzi eccezionali, si raccomanda di introdurre un limitatore di coppia, predisposto alla rottura se sono superati i valori di sicurezza della coppia trasmessa.

Per assicurare il livello d'affidabilità richiesto, è fondamentale una corretta lubrificazione. Il volume, la qualità, la temperatura e la viscosità dell'olio devono rimanere sempre nei valori di specifica. Una doppia pompa e un doppio filtro dell'olio contribuiscono ad aumentare l'affidabilità dell'apparecchiatura.

I moltiplicatori sono progettati secondo le norme internazionali (AGMA 2001, B88 o DIN3990), che prevedono criteri molto conservativi nel calcolo degli sforzi. Questi criteri entrano in conflitto con la necessità di ridurre i costi, ma non è possibile nessuna economia se non si ha una profonda conoscenza di come dimensionare i componenti.

Una corretta analisi degli sforzi di fatica, molta cura nei trattamenti termici, la corretta individuazione degli sforzi nella cassa, un'eccellente conoscenza delle tecniche metallurgiche – i denti degli ingranaggi debbono essere sottoposti a cementazione e nitrurazione – sono essenziali per assicurare la durata nel tempo del moltiplicatore.

La scelta dei supporti è fondamentale. Sotto 1 MW si utilizzano comunemente i cuscinetti a rulli e attualmente i costruttori iniziano a utilizzarli per turbine fino a 5 MW, ma per potenze superiori risulta difficile trovare componenti di questo tipo capaci di svolgere il loro compito per la durata richiesta in un impianto idroelettrico. Per questa ragione sopra 1 MW i progettisti preferiscono ricorrere a supporti idrodinamici (a bagno d'olio), che presentano i seguenti vantaggi:

- la vita dei cuscinetti a rulli è limitata da fenomeni di fatica, mentre quella dei cuscinetti idrodinamici è praticamente illimitata;
- i cuscinetti idrodinamici accettano una certa contaminazione dell'olio, mentre quelli a rulli non la tollerano.

### 6.3.3 Manutenzione dei moltiplicatori

Almeno il 70% delle avarie ai moltiplicatori sono dovute a problemi al circuito di lubrificazione.

Frequentemente i filtri s'intasano oppure entra acqua nel circuito di lubrificazione.

In generale si elaborano programmi di manutenzione prefissando gli intervalli di tempo di cambio dei filtri e del lubrificante oppure si analizza periodicamente la qualità dell'olio per verificare che si mantenga entro i limiti di specifica. Quest'ultima soluzione è la più raccomandabile.

I moltiplicatori a ingranaggi aumentano considerevolmente il livello di rumore in centrale e richiedono una manutenzione impegnativa; inoltre causano una perdita di rendimento per attrito che può superare il 2% della potenza. Per questo motivo vengono costantemente cercate soluzioni alternative, come l'utilizzo di generatori più lenti.

## 6.4 Generatori

Il generatore ha il ruolo di trasformare in energia elettrica l'energia meccanica trasmessa dalla turbina. In origine si utilizzavano generatori a corrente continua (dinamo); attualmente, salvo rarissime eccezioni, s'installano generatori a corrente alternata trifase. In funzione della rete che deve alimentare, il progettista può scegliere tra:

- *Alternatori sincroni*, equipaggiati con un apparato di eccitazione a corrente continua o a magnete permanente (rotante o statico) associato ad un regolatore di tensione di modo che, prima di essere collegati alla rete, generano energia alla stessa tensione, frequenza ed angolo di fase e inoltre forniscono, una volta connessi, l'energia reattiva richiesta dal sistema. I generatori sincroni possono funzionare staccati dalla rete (in isola), in quanto il sistema di eccitazione è indipendente dalla rete. Normalmente, se la potenza è maggiore di 5.000 kVA, s'impiegano senz'altro generatori sincroni.
- *Alternatori asincroni*, sono semplici motori a induzione con rotore a gabbia di sciacquotto, senza possibilità di regolazione della tensione. Girano a una velocità direttamente rapportata alla frequenza della rete cui sono collegati. Dalla rete assorbono la corrente d'eccitazione e l'energia reattiva necessaria alla propria magnetizzazione. Quest'energia reattiva può essere compensata, se lo si ritiene conveniente, mediante banchi di condensatori. Non possono generare corrente quando sono scollegati dalla rete perché non sono in grado di provvedere alla propria corrente di eccitazione. Si impiegano sempre, se non è necessario che funzionino in isola, sotto i 500 kVA di potenza. Tra i 500 kVA ed 5.000 kVA la scelta è condizionata dalle caratteristiche della rete di distribuzione. Tuttavia, dal momento che sono più economici, trovano qualche applicazione in piccole reti isolate nei casi in cui non è richiesta una fornitura di elettricità di qualità non troppo elevata.

Al di sotto di 1 MW di potenza, i generatori sincroni sono molto più costosi degli asincroni e vengono utilizzati per alimentare piccole reti all'interno delle quali la potenza del generatore rappresenta una porzione sostanziale del carico complessivo della sistema.

I generatori asincroni sono più economici e vengono utilizzati all'interno di reti stabili, nelle quali la loro potenza rappresenta una percentuale trascurabile del carico complessivo del sistema. Il rendimento dovrebbe essere attorno al 95% per una macchina da 100 kW e può aumentare fino al 97% se la potenza della macchina si avvicina a 1 MW. Il rendimento dei generatori sincroni è leggermente più alto. In generale, quando la potenza supera il valore di alcuni MVA viene installato un generatore sincrono.

Recentemente è apparso sul mercato un generatore a velocità variabile e frequenza costante (VSG), già impiegato con le turbine eoliche, grazie al quale la turbina può girare a velocità variabile, mantenendo costante la tensione e la frequenza. Il convertitore di frequenza, utilizzato per connettere il generatore alla rete attraverso un collegamento a corrente continua, consente di “sincronizzare” il generatore con la rete, prima ancora che abbia iniziato a girare. Questo sistema viene spesso suggerito come soluzione per aumentare le prestazioni e ridurre i costi; in ogni caso non è possibile ridurre i costi con turbine a elica se si pensa di sostituire solo il regolatore della girante. Non è possibile nemmeno ricavare un'produibilità maggiore di quella ottenuta con una Kaplan a doppia regolazione. Ciononostante ci sono un certo numero di casi in cui il funzionamento a velocità variabile può essere un'opzione conveniente, come ad esempio in presenza di un salto che può variare significativamente.

Le sue uniche limitazioni, per il momento, sono la potenza massima piuttosto bassa, e il costo elevato.

La tensione di esercizio del generatore aumenta con la potenza del generatore stesso. Di norma la tensione di generazione di 400 V o 690 V consente l'utilizzo di trasformatori normalizzati da distribuzione e di poter derivare direttamente dal secondario la potenza necessaria per i servizi ausiliari di centrale.

I generatori da alcuni MVA sono di solito progettati per tensioni di esercizio più alte, fino a qualche kV, e vengono connessi alla rete tramite trasformatori realizzati su misura. In questo caso è necessario un trasformatore indipendente MT/BT per alimentare i servizi ausiliari di centrale.

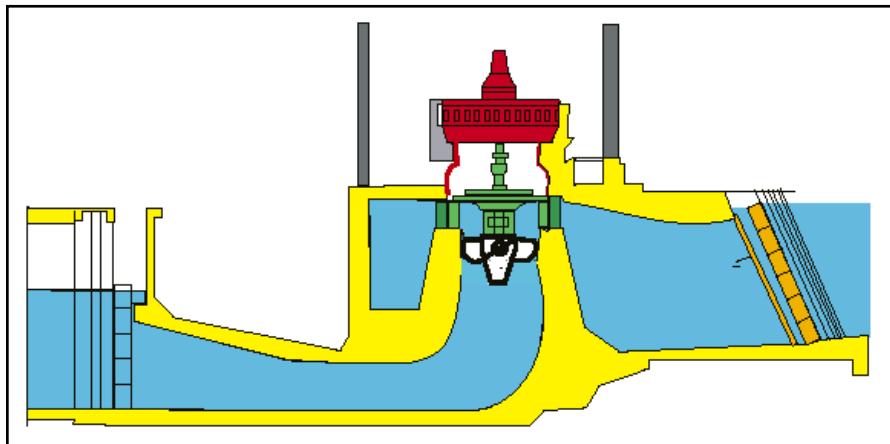
**Tabella 6.8: Rendimenti tipici nei piccoli generatori**

Potenza nominale [kW]	Massimo rendimento
10	0.910
50	0.940
100	0.950
250	0.955
500	0.960
1000	0.970

#### 6.4.1 Configurazione dei generatori

I generatori possono essere ad asse orizzontale o ad asse verticale, indipendentemente da quale sia il tipo o la configurazione della turbina. La Figura 6.34 mostra una turbina Kaplan ad asse verticale da 214 rpm direttamente accoppiata a un alternatore fatto su misura a 28 poli.

Spesso viene utilizzato un volano per attenuare le variazioni di velocità e facilitare la regolazione della turbina.



**Figura 6.34: alternatore ad asse verticale direttamente accoppiato con una turbina Kaplan**

Un altro criterio che caratterizza i generatori è la disposizione dei supporti. Con turbine Francis ad asse orizzontale è piuttosto frequente utilizzare un generatore ad asse orizzontale su due supporti, che consente di montare la ruota a sbalzo. Ciò consente di evitare che l'albero attraversi il tubo di scarico andando ad aumentare le perdite di carico. Anche nelle turbine Pelton ad asse orizzontale si adotta la medesima configurazione con la girante a sbalzo.

Quando i generatori sono di piccola potenza, si raffreddano ad aria in circuito aperto, ma quando sono di taglia maggiore il raffreddamento è ad acqua in circuito chiuso, con l'impiego di scambiatori acqua-aria.

#### 6.4.2 Eccitazione

Per eccitare un generatore sincrono si fa circolare una corrente continua attraverso i poli induttori. La corrente d'eccitazione può essere fornita tramite un piccolo generatore di corrente continua, chiamato eccitatrice, che viene azionato dall'albero motore. La potenza assorbita per l'eccitazione rappresenta lo 0,5-1,0% della potenza totale generata. Benché la tendenza attuale sia quella di utilizzare eccitatrici statiche, esistono molte eccitatrici rotanti ancora in esercizio.

#### Eccitatrici rotanti in corrente continua

Le bobine del generatore e dell'eccitatrice sono montate sull'albero principale. Nei generatori di taglia maggiore è impiegata anche un'eccitatrice pilota a magneti permanenti, che può essere avviata sfruttando il campo magnetico residuo e fornisce la corrente d'eccitazione all'eccitatrice principale, la quale a sua volta alimenta il rotore del generatore.

L'uso di due eccitatrici in cascata sopra descritto amplifica la potenza e la regolazione della tensione, consentendo l'adozione di circuiti di minore potenza e macchine più piccole.

#### Eccitatrici brushless (senza spazzole)

Si utilizza, invece che una dinamo, un piccolo alternatore montato direttamente sul rotore del generatore principale e che produce corrente alternata. Un raddrizzatore elettronico, montato sull'albero, converte la corrente alternata in continua, la quale è quindi fornita al

campo magnetico rotante del generatore principale senza necessità di spazzole, che richiedono assidue manutenzioni. La regolazione di tensione è ottenuta controllando, con dispositivi elettronici, la corrente eccitatrice nell'alternatorino.

### Eccitatrici statiche

La corrente d'eccitazione è prelevata, mediante trasformatori, direttamente dai morsetti del generatore. Questa corrente è raddrizzata e immessa nei poli del rotore per mezzo di un sistema di spazzole e anelli rotanti posti sull'albero del rotore. Quando il generatore parte, non c'è tensione e quindi non si dispone di corrente d'eccitazione. Il magnetismo residuo, aiutato, se necessario, da accumulatori esterni, consente d'iniziare a produrre corrente e questo basta per raggiungere rapidamente i modesti valori necessari ad assicurare il regolare funzionamento del generatore.

Questo tipo di eccitatrici richiede poca manutenzione, ha un rendimento elevato e la velocità di risposta del generatore alle variazioni di tensione è molto buona.

#### 6.4.3 Regolazione di tensione e di sincronismo

### Generatori asincroni

Un generatore asincrono necessita, per la sua magnetizzazione, di una certa potenza reattiva prelevata dalla rete. La frequenza della rete definisce la velocità di rotazione del campo rotante statorico e il generatore aumenta il suo scorrimento rispetto alla frequenza di rete man mano che aumenta la potenza trasmessagli dalla turbina. Il suo funzionamento è assolutamente stabile fintanto che la coppia rimane minore di quella massima, usualmente definita *breakdown torque*; in questa situazione non c'è quindi bisogno di un regolatore di velocità della turbina.

Il generatore asincrono presenta il vantaggio aggiuntivo di non aver bisogno d'eccitatrice, il che semplifica la macchina e facilita la sequenza di manovre di messa in parallelo. Ciò avviene agendo sull'alimentazione della turbina, che è portata a una velocità prossima a quella di quella di sincronismo, raggiunta la quale il relè di velocità comanda la chiusura dell'interruttore di parallelo con la linea. Immettendo energia nella rete, il generatore passa rapidamente alla velocità di sincronismo, raggiungendo un valore per il quale sono uguali la coppia motore e quella resistente nel campo di funzionamento stabile.

### Generatori sincroni

Il generatore sincrono si avvia a vuoto, agendo sull'alimentazione della turbina per aumentare gradatamente la velocità. Il generatore si sincronizza con la rete quando sono uguali nel generatore e nella rete la tensione, la frequenza, l'angolo di fase e il senso ciclico delle fasi. Quando raggiunge una velocità prossima al sincronismo, s'inserisce l'eccitazione e la si regola in modo che la tensione tra i morsetti del generatore sia uguale a quella tra le barre.

Nei generatori inseriti in una rete isolata, il regolatore di tensione ha la funzione di mantenerla a un valore predeterminato, indipendentemente dai carichi alimentati. Se il generatore è inserito in una rete estesa, il regolatore deve mantenere la potenza reattiva a un valore prefissato.

## 6.5 Regolazione della turbina

Le turbine sono progettate per un salto ed una portata predeterminati. Qualunque variazione di questi parametri deve essere compensata aprendo o chiudendo i dispositivi di regolazione della portata, come le pale direttrici, le valvole o le paratoie, al fine di mantenere costante, qualsiasi sia la potenza d'uscita sulla rete, o il livello dell'acqua nel bacino di carico o la portata che attraversa la turbina.

In impianti che alimentano reti isolate, il parametro da controllare è la velocità della ruota, direttamente proporzionale alla frequenza di generazione. All'aumentare della richiesta d'energia, il generatore si sovraccarica e rallenta la turbina ed è pertanto necessario aumentare la portata per evitare che la turbina vada in stallo. Se non c'è acqua a sufficienza, bisogna staccare qualche carico o fermare la turbina. Viceversa, se la richiesta di energia diminuisce, deve essere ridotta anche la portata in ingresso alla turbina oppure si può mantenere costante la portata e l'energia in eccesso può essere deviata su un carico zavorra.

Il metodo più convenzionale è di regolare la velocità (e la frequenza) intervenendo sulla portata turbinata.

Un sensore, meccanico o elettronico, rileva le variazioni di velocità e comanda un servomotore che modifica l'apertura dei sistemi di regolazione della portata delle turbine (distributore, pale, spina) nella misura necessaria a fornire l'energia idraulica richiesta per soddisfare l'incremento o la diminuzione dei carichi. Questi dispositivi sono chiamati regolatori di velocità.

Nel secondo metodo di regolazione della velocità, il gruppo funziona a portata costante e genera quindi una potenza costante. Se il sistema richiede meno energia, la turbina tende ad accelerare; un sensore elettronico rileva un aumento della frequenza ed un dispositivo, conosciuto come regolatore di carico, provvede a dissipare l'eccesso di energia in un banco di resistenze, mantenendo così costante la richiesta di potenza al generatore e la frequenza del sistema.

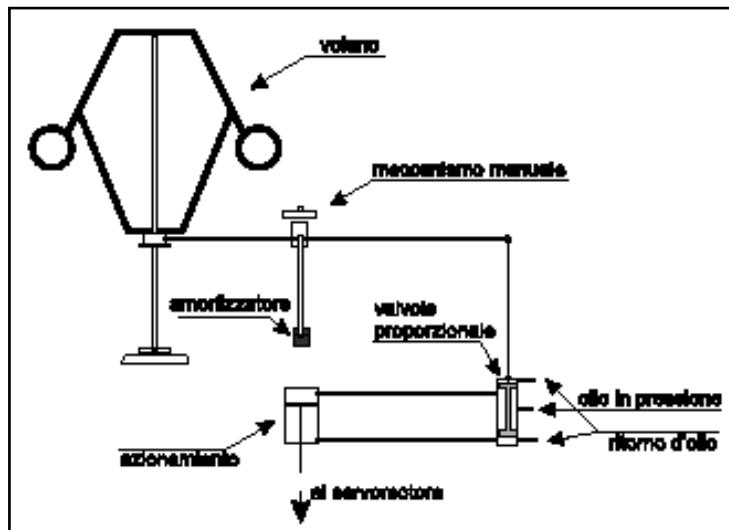
I regolatori che lavorano con il primo metodo coprono tutta la gamma delle potenze. Quelli che agiscono nel secondo modo raramente superano i 100 kW.

### Regolatori di velocità

Un regolatore di velocità consiste essenzialmente in un sensore che rileva le deviazioni della velocità rispetto a un valore predefinito ed in un dispositivo amplificatore del segnale trasmesso dal sensore, che comanda il servomotore d'azionamento dei meccanismi di controllo della portata turbinata, mantenendo costante la velocità di rotazione e quindi la frequenza di generazione. Nelle turbine Francis, nelle quali si può impedire l'ingresso dell'acqua chiudendo le pale del distributore, i meccanismi del servomotore sono molto robusti, perché devono vincere la forza di reazione dell'acqua e l'attrito del distributore. In una Pelton il problema è più semplice, anche perché già con l'intervento del tegolo si impedisce all'acqua di colpire i cucchiali, senza dover chiudere totalmente l'iniettore.

Esistono molti tipi di regolatori di velocità, da quelli vecchio stile puramente meccanici, a quelli meccano-idraulici, elettro-idraulici o elettro-meccanici, secondo la precisione di regolazione che si desidera ottenere.

Quelli meccanici sono solitamente adottati nelle micro turbine (pochi kW), perché sono di semplice utilizzo e non richiedono particolari condizioni. Essi sono costituiti da un meccanismo centrifugo a pale molto pesanti azionato dall'albero della turbina. A seconda della velocità di rotazione della turbina, le pale si sollevano o si abbassano, andando ad azionare direttamente la valvola che regola l'ingresso di acqua nella turbina.



**Figura 6.35: regolatore di velocità meccanico**

In passato il tipo più diffuso era quello meccano-idraulico (Figura 6.35) che utilizza anch'esso un meccanismo a pale, però più leggero e preciso. Quando la turbina è sovraccaricata e quindi rallenta, le pale si abbassano e aprono il cassetto di distribuzione dell'olio, facendolo entrare nella parte alta del servomotore. Ciò provoca l'apertura del distributore, aumenta la portata in turbina e, di conseguenza la velocità o, che è equivalente, la frequenza di generazione.

In un moderno regolatore elettronico-idraulico, un sensore elettronico rileva in continuo la frequenza e trasmette il segnale ad un nodo di somma, nel quale è confrontato con un valore di riferimento. Se il segnale trasmesso dal sensore differisce significativamente da quello prefissato, viene emesso un segnale d'errore (positivo o negativo), che, una volta amplificato, è inviato al servomotore affinché agisca nel senso richiesto.

Il servomotore, in generale un cilindro idraulico collegato meccanicamente alle pale direttrici o all'iniettore a seconda del tipo di turbina, è alimentato da una centralina oleodinamica (fotografia 6.10) composta da un carter, da un'elettropompa dell'olio, da un accumulatore olio-azoto e dalle valvole di comando.

Tutti questi sistemi di regolazione agiscono per azione e reazione, correggendo continuamente la posizione del distributore, il che provoca una certa instabilità nel gruppo. Per garantire rapidità e stabilità e minimizzare gli scostamenti di velocità durante queste manovre è necessario un ulteriore dispositivo. Nei sistemi meccano-idraulici s'interpone un ammortizzatore idraulico ("dash pot") che ritarda l'apertura della valvola pilota (figura 6.37). Nei sistemi elettronico-idraulici si arriva a un grado di sofisticazione ancora superiore e la regolazione, che può essere proporzionale, integrale e derivativa (PID), dà luogo ad oscillazioni minime.

Nel caso di un generatore asincrono inserito in una grande rete di distribuzione, la rete stessa s'incarica di regolare la frequenza e perciò non è necessario installare un regolatore di velocità. Ciò nonostante in determinate circostanze, per esempio quando per qualche ragione l'interruttore di parallelo si apre, il gruppo tende ad andare in fuga, con grave rischio per l'integrità del macchinario. In questi casi è necessario interrompere l'alimentazione d'acqua alla turbina, in un tempo sufficientemente breve per evitare che vada in fuga, però non così rapidamente da provocare il colpo d'ariete nell'eventuale condotta forzata. Il generatore e il moltiplicatore di giri devono essere progettati per sostenere questa velocità finché non viene interrotta l'alimentazione d'acqua alla turbina.

Per assicurare il controllo della velocità della turbina per mezzo della regolazione dell'acqua in ingresso, è necessario che i componenti rotanti, i quali si comportano come un volano, posseggano una certa inerzia. All'aprirsi dell'interruttore di collegamento con la rete, la potenza in eccesso è utilizzata per accelerare il volano; successivamente, quando il gruppo è tornato in parallelo, la decelerazione del volano inerziale fornisce una potenza addizionale che aiuta ad affinare la regolazione.

L'equazione base di un sistema rotante è:

$$J \frac{d\Omega}{dt} = T_t - T_c \quad (6.32)$$

nella quale:

$J$  = momento d'inerzia delle componenti rotanti

$\Omega$  = velocità angolare

$T_t$  = coppia motrice

$T_c$  = coppia resistente

Quando  $T_t$  è uguale a  $T_c$ ,  $d\Omega/dt = 0$  e  $\Omega$  = costante, quindi il sistema è stabile. Quando  $T_t$  è maggiore o minore di  $T_c$ ,  $\Omega$  non è costante ed il regolatore di velocità deve intervenire in modo che la potenza generata sia uguale a quella richiesta. Non bisogna però dimenticare che il controllo della portata in ingresso alla turbina si ripercuote sulla velocità della colonna d'acqua nel canale di adduzione, che costituisce un elemento destabilizzante.

La regolazione della velocità è funzione dell'inerzia del volano e della colonna d'acqua

Il tempo d'avviamento delle parti rotanti, cioè il tempo necessario per portarle da una velocità di rotazione nulla a quella di esercizio, è dato da:

$$t_s = \frac{J\Omega^2}{P} = \frac{WR^2n_o^2}{5.086P_{kw}} \quad (6.33)$$

dove il momento dinamico delle parti rotanti è il prodotto del loro peso ( $W$ ) moltiplicato per il raggio giratore al quadrato,  $P$  è la potenza in kW ed  $n_o$  la velocità di rotazione (rpm). Il tempo di movimento della colonna d'acqua, cioè il tempo necessario per portarla da una velocità nulla ad una certa velocità  $v$ , in condizioni costanti di energia idraulica specifica  $gH$ , risulta:

$$t_w = \frac{\Sigma Lv}{gH} \quad (6.34)$$

dove:

$H$  = salto lordo sulla turbina (m)

$L$  = lunghezza della colonna d'acqua (m)

$v$  = velocità dell'acqua (m/s)

$g$  = costante gravitazionale ( $9,81 \text{ m s}^{-2}$ )

Per ottenere una buona regolazione è opportuno che  $t_s/t_w > 4$ , anche se è possibile operare con rapporti minori adottando alcune precauzioni. Un tempo d'avviamento realistico dell'acqua ( $t_w$ ) non deve superare i 2,5 s; se è maggiore occorre prendere in considerazione la modifica dei condotti d'adduzione, diminuendo la velocità oppure la lunghezza mediante una vasca di carico intermedia o pozzo piezometrico. Può anche essere valutata la possibilità d'aggiungere un volano al generatore, per aumentare l'inerzia delle parti rotanti. A questo proposito si osserva che l'aumento dell'inerzia delle parti rotanti produce benefici anche rispetto al colpo d'ariete e alla velocità di fuga.

## 6.6 Quadri di controllo

In tutte le nazioni, le norme per l'erogazione d'elettricità obbligano le società di distribuzione a mantenere la sicurezza e la qualità del servizio entro limiti molto stretti. Il produttore indipendente deve gestire il proprio impianto, se è collegato alla rete, in modo che il distributore possa rispettare questi obblighi. Per questo tra i morsetti del generatore e la linea si installano dispositivi che, controllando il funzionamento della macchina, la proteggono, la mettono in parallelo con la rete o la staccano dalla stessa in caso di guasto.

Pertanto deve essere installato un quadro elettrico per il controllo del generatore e per gestire l'interfaccia con la rete, al fine di garantire protezione al generatore e ai trasformatori.

È necessario un interruttore principale, che può essere ad aria compressa, magnetico o sotto vuoto, capace di staccare il generatore dalla rete anche quando sta lavorando a pieno carico.

La tensione e l'intensità di corrente si misurano mediante trasformatori di misura ( $T_V$  e  $T_A$ ) per ridurre il loro valore, generalmente molto elevato, a livelli più accessibili.

I dispositivi di controllo del generatore sono utilizzati per regolare il voltaggio, il fattore di potenza e gli interruttori di corrente.

Gli elementi di protezione per un generatore asincrono devono includere:

- Relè di protezione dell'interconnessione, che garantiscono il distacco in caso di guasti alla rete.
- Relè di minima tensione collegati tra le fasi.
- Relè di massima tensione.
- Protezione di terra statorica.
- Relè di massima corrente, con intervento istantaneo o temporizzato; se il generatore è a bassa tensione, questi relè possono essere diretti ed installati sull'interruttore stesso.
- Protezioni contro il ritorno d'energia.

Per individuare i difetti nell'avvolgimento statorico ed intervenire prima che si danneggi, sono usati relè differenziali.

Esistono anche relè che intervengono sull'interruttore principale se le temperature del generatore o del trasformatore d'uscita oltrepassano i limiti accettabili, oppure nel caso di tensioni superiori o inferiori alla norma.

Il produttore indipendente è responsabile dei sistemi di messa a terra dell'installazione, che devono essere progettati seguendo le specifiche della società di distribuzione. La messa a terra varia con il numero di unità installate, con la configurazione della centrale e del tipo di esercizio.

Per ovvie ragioni, la centrale deve essere dotata di contatori per misurare l'energia attiva erogata alla rete e la reattiva in ambito della stessa, secondo le specifiche della società di distribuzione.

La figura 6.36 riporta lo schema unifilare tipico d'un impianto con un solo gruppo generatore. Sul lato connesso con l'alta tensione c'è un interruttore di linea combinato con un interruttore di terra, per scollegare dalla linea di trasmissione il generatore e il trasformatore principale. A questo viene aggiunto un interruttore di gruppo come ulteriore protezione per il generatore. Un trasformatore fornisce l'energia per i servizi ausiliari (paratoie, valvole, servomotori, etc).

Molto più complesso diventa lo schema di un impianto con più gruppi, nel quale la flessibilità e la continuità di servizio sono importanti.

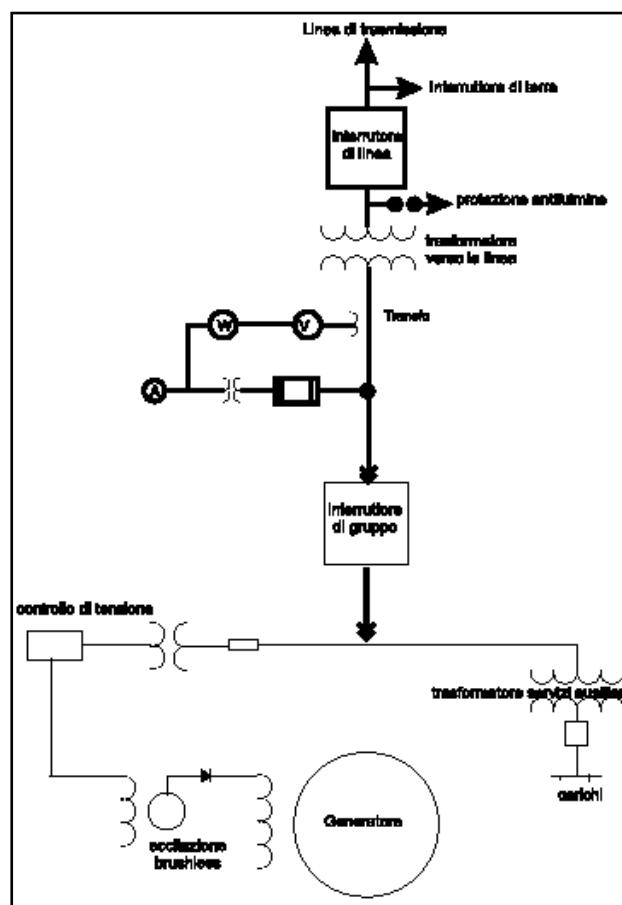


Figura 6.36: Schema unifilare

## 6.7 Quadri di automazione

La maggior parte delle piccole centrali lavora senza presidio permanente di personale e funziona mediante un sistema automatico di controllo. Non esistendo due centrali identiche, risulta impossibile definire una configurazione ottimale d'automazione. Ciò nonostante, esistono delle prescrizioni di carattere generale<sup>13</sup>:

- a) Il sistema deve includere i dispositivi necessari per poter individuare il funzionamento difettoso di qualsiasi componente importante e poter disconnettere immediatamente la centrale dalla rete.
- b) I dati essenziali di funzionamento dell'impianto devono essere registrati permanentemente e resi facilmente accessibili affinché l'operatore possa prendere le decisioni più corrette. Inoltre questi dati devono essere archiviati in una base dati per successive valutazioni sul funzionamento dell'impianto.
- c) Deve essere presente un sistema di controllo “intelligente”, affinché la centrale possa funzionare senza personale.
- d) Si deve poter accedere al sistema di controllo da un punto remoto per poter annullare qualsiasi decisione del sistema intelligente.
- e) Il sistema deve poter comunicare con le centrali situate a monte ed a valle sullo stesso corso d'acqua, se esistono, per ottimizzare l'esercizio congiunto.
- f) La previsione dei guasti costituisce un miglioramento del sistema di controllo. Utilizzando sistemi esperti, in collegamento con *database* operazionali, si possono individuare i guasti prima che si producano e prendere le decisioni necessarie perché non accadano.
- g) Tutti gli equipaggiamenti devono essere provvisti di controlli manuali, totalmente indipendenti dal controllo automatico, da usarsi soltanto per l'avviamento iniziale dell'impianto e per le operazioni di manutenzione.

Il sistema deve essere configurato per moduli: un modulo di conversione analogico/digitale per misurare il livello dell'acqua, l'angolo di apertura delle pale del distributore (e della ruota), la potenza istantanea, le temperature, etc; un modulo di conversione digitale/analogico per azionare le valvole del circuito idraulico, i comandi, etc.; un modulo per misurare i kWh generati, la portata, l'intensità delle precipitazioni, etc; un modulo “intelligente” per le teletrasmissioni con l'interfaccia di comunicazione, via linea telefonica, via radio, etc. Questo operare per moduli si presta a soddisfare i diversi requisiti di ciascuna centrale e permette nel contempo la standardizzazione dell'*hardware* e del *software*, riducendo i costi e facilitando le manutenzioni.

I sistemi di controllo automatico contribuiscono a diminuire i costi di produzione dell'energia, riducendo la manutenzione dell'impianto e aumentandone l'affidabilità; nel contempo il funzionamento della centrale viene ottimizzato facendo lavorare le turbine con un rendimento migliore e pertanto vengono prodotti più kWh utilizzando il medesimo volume d'acqua.

Grazie alla diffusione dei *personal computer* (PC), i loro prezzi sono ora molto bassi. Molti costruttori forniscono sistemi di acquisizione dei dati standardizzati e interfacciabili con i PC. Le possibilità di utilizzare nuovi componenti, come i dischi e periferiche, la varietà e l'affidabilità delle schede di ingresso ed uscita dati, i dispositivi di controllo (tipo “watch dog”) del funzionamento della CPU sono tutti strumenti a disposizione del progettista, che

può assemblare a basso prezzo l'*hardware* necessario utilizzando componenti standard. Grazie al veloce sviluppo delle tecnologie digitali, l'incidenza del prezzo di piattaforme *hardware* tipo PLC, micro-controlli e PC industriali sta diventando sempre meno significativa per gli operatori.

## 6.8 Servizi ausiliari

### 6.8.1 Trasformatore dei servizi ausiliari

Il consumo d'energia per il funzionamento di un impianto, inclusi i dispositivi meccanici, idraulici e l'illuminazione, è dell'ordine dell'1-3% della potenza installata; naturalmente le microcentrali (meno di 500 kW) hanno un consumo percentualmente più elevato.

Il trasformatore dei servizi ausiliari deve essere progettato per i carichi massimi previsti, tenendo presente i fattori di contemporaneità e tenendo conto di questi carichi intermittenti. Per alimentare il trasformatore, nel caso di centrale non presidiata sarebbe opportuno, se possibile, prevedere due fonti d'energia diverse, con passaggio automatico da una all'altra in caso di guasto.

### 6.8.2 Alimentazione in corrente continua per i sistemi di controllo

Gli impianti con una potenza maggiore di 500 kW, specialmente se telecontrollati, necessitano di un circuito in corrente continua che includa delle batterie ed un raddrizzatore per la carica delle batterie.

La capacità del sistema, in ampère ora, deve essere sufficiente affinché, in caso di guasto, sia assicurato il funzionamento dei sistemi di controllo fino all'arrivo del personale per effettuare le manovre di messa in sicurezza dell'impianto.

### 6.8.3 Misure di livello nella camera di carico e nel canale di restituzione

Per il funzionamento di un impianto idroelettrico è fondamentale misurare il livello dell'acqua nella camera di carico e nel canale di restituzione .

Il metodo più semplice consiste nel fissare, all'interno del canale, un'asta graduata in metri e centimetri, del tipo di quelle utilizzate in topografia; in questo caso però un addetto deve fisicamente osservare e registrare il livello.

Nelle centrali senza personale (telecontrollate) la soluzione migliore è quella di collegare gli strumenti di misura direttamente al *computer* tramite un trasduttore. Attualmente infatti molti sensori di misura sono in grado di registrare il dato di misura e di convertirlo in un segnale che viene inviato all'unità di elaborazione dei dati. I sensori di misura devono essere installati direttamente nel punto di misura e perciò sono spesso esposti a condizioni atmosferiche e ambientali sfavorevoli e collocati in punti difficilmente accessibili; l'unità di elaborazione dei dati, invece, viene collocata a parte in un luogo riparato e facilmente accessibile per gli operatori.

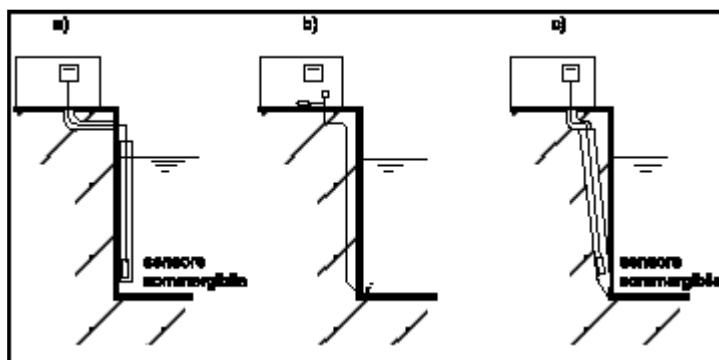
Esistono molti tipi di registratori del livello d'acqua, ciascuno dei quali sfrutta un diverso principio fisico.

La scelta del punto di misura deve essere fatta con molta attenzione, affinché questo sia rappresentativo del livello di una certa area, come ad esempio la camera di carico. In canali a pelo libero, secondo il principio di Bernoulli, una variazione di velocità della corrente dà luogo ad una variazione della pressione interna del fluido e conseguentemente dell'altezza

del tirante d'acqua che viene misurata dal sensore. È necessario pertanto che il sensore di misura non sia ubicato vicino a punti in cui si verificano variazioni di velocità, come in prossimità di un cambiamento della sezione idraulica, al passaggio sotto paratoie, presso curve, etc. D'altra parte il misuratore di livello non deve essere installato nemmeno in punti soggetti ad accumulo di sedimenti o di corpi fluttuanti, perché la misura sarebbe falsata.

Il sensore rileva il livello sia con metodi idrostatici (figura 6.37.a) sia pneumatici (figura 6.37.b). Nel primo caso ci si deve assicurare che i tubi che trasmettono la pressione siano dimensionati correttamente e che siano posizionati in modo che non possano ostruirsi né consentire l'accumulo d'aria al loro interno.

Nel secondo caso si deve fare in modo che l'orifizio del sensore – dal quale escono le bolle d'aria – sia più basso del minore livello che vogliamo misurare e che l'acqua non possa penetrare nei tubi. La figura 6.37<sup>17</sup> mostra tre differenti modi d'installare il sensore. La configurazione mostrata in figura 6.37 a) si utilizza per misure in acque ferme, perché se impiegato con acque in movimento, le variazioni di velocità della corrente in prossimità del sensore falserebbero il rilevamento. In questo caso però la presenza di detriti galleggianti potrebbe danneggiare lo strumento. La migliore soluzione è quindi quella di inserire il sensore in un pozzetto all'interno delle murature (figura 6.37 b e c); in questo modo non ci saranno variazioni locali di velocità e, nel medesimo tempo, il sensore sarà protetto da eventuali colpi.



**Figura 6.37: Misure di livello**

#### 6.8.4 Sottostazione di trasformazione all'aperto

La sottostazione include l'interruttore generale, che stacca dalla rete tutto l'impianto, e i montanti dal trasformatore alla linea (fotografia 6.11). I TV, i TA ed i contatori sono montati solitamente nella sottostazione.

Si deve riconoscere che la sottostazione all'aperto lascia molto a desiderare dal punto di vista estetico, soprattutto quando è costituita da strutture a portale, come quelle che si vedono sullo sfondo della fotografia. Perciò nelle zone di rilevante valore ambientale la sottostazione è portata all'interno della centrale e il collegamento con la rete è realizzato mediante cavo sotterraneo.

Nella struttura della sottostazione di norma s'installano le protezioni contro i sovraccarichi e le scariche atmosferiche.

## 6.9 Esempi

L'esempio seguente potrà aiutare a capire i concetti esposti nel presente capitolo e, in particolare, l'uso del numero di giri caratteristico.

Selezionare una turbina per un salto di 200 m e una portata di 1,5 m<sup>3</sup>/s, installata in una centrale a 1.000 m di quota.

Secondo la tabella 6.3 o la figura 6.26 il punto di funzionamento (salto e portata) cade nell'inviluppo delle turbine Francis e Kaplan. La velocità di rotazione della macchina è data in funzione del  $n_{QE}$  dall'equazione 6.5.

$$n = \frac{n_{QE} \cdot E^{\frac{3}{4}}}{\sqrt{Q}} = \frac{n_{QE} \cdot (9.81 \cdot 200)^{\frac{3}{4}}}{\sqrt{1.5}} = 240.7 \cdot n_{QE} \text{ [rpm]}$$

Se selezioniamo una **Pelton a 1 getto**, il valore massimo di  $n_{QE}$  secondo la tabella 6.2 sarà 2,025. La corrispondente velocità di rotazione sarebbe  $6 \text{ s}^{-1} = 360 \text{ rpm}$ .

Poiché intendiamo utilizzare un accoppiamento diretto, la velocità di rotazione deve essere sincrona, come da tabella 6.5 e quindi siamo obbligati a scegliere una velocità di 333 rpm ( $5,55 \text{ s}^{-1} = 34,87 \text{ rad/s}$ )

Utilizzando la 6.5, il corrispondente  $n_{QE}$  sarebbe:

$$n_{QE} = \frac{n \cdot \sqrt{Q}}{E^{\frac{3}{4}}} = \frac{5.55 \cdot \sqrt{1.5}}{(9.81 \cdot 200)^{\frac{3}{4}}} = 0.023 \quad [-]$$

e le dimensioni principali della turbina Pelton, ricavate a mezzo le 6.16 e 6.17 e 6.18, diverrebbero:

$$D_3 = 0.68 \cdot \frac{\sqrt{H_n}}{n} = 0.68 \cdot \frac{\sqrt{200}}{5.55} = 1.733 \text{ [m]}$$

$$B_2 = 1.68 \cdot \sqrt{\frac{Q}{n_{jet}} \cdot \frac{1}{\sqrt{H_n}}} = 1.68 \cdot \sqrt{\frac{1.5}{1} \cdot \frac{1}{\sqrt{200}}} = 0.547 \text{ [m]}$$

$$D_e = 1.178 \cdot \sqrt{\frac{Q}{n_{jet}} \cdot \frac{1}{\sqrt{g \cdot H}}} = 1.178 \cdot \sqrt{\frac{1.5}{1} \cdot \frac{1}{\sqrt{9.81 \cdot 200}}} = 0.217 \text{ [m]}$$

Si tratta di dimensioni troppo grandi per essere realistiche dal punto di vista costruttivo.

Se ora consideriamo una Pelton a 4 getti, il valore massimo del numero di giri caratteristico, secondo la tabella 6.2, sarebbe:

$$n_{QE} \leq 0.025 \cdot n^{0.5} = 0.025 \cdot 4^{0.5} = 0.050$$

Ripetendo gli stessi calcoli eseguiti per l'opzione con 1 getto, la velocità di rotazione sarebbe 600 rpm e il corrispondente  $n_{QE}$  diventa 0,042.

Le dimensioni caratteristiche della turbina sarebbero dunque  $D_1 = 0,962 \text{ m}$ ,  $B_2 = 0,274 \text{ m}$  and  $D_e = 0,108 \text{ m}$ , che sono ben più ragionevoli.

Se ora scegliamo un turbina Francis, il massimo valore di  $n_{QE}$  sarebbe 0,33 (tabella 6.2). A mezzo dell'equazione 6.5 si ricava la corrispondente velocità di rotazione  $n = 76,43 \text{ s}^{-1} =$

4.765,8 rpm, che è ben lontana da una velocità realistica di sincronismo. Per questa ragione si sceglie solitamente una velocità massima di 1.500 rpm.

Secondo la 6.5, il corrispondente  $n_{QE}$  sarebbe:

$$n_{QE} = \frac{n \cdot \sqrt{Q}}{E^{\frac{3}{4}}} = \frac{25 \cdot \sqrt{1.5}}{(9.81 \cdot 200)^{\frac{3}{4}}} = 0.104 \text{ [-]}$$

e le dimensioni principali della ruota Francis, ricavate dalle 6.20, 6.21 e 6.22, sarebbero:

$$D_3 = 84.5 \cdot (0.31 + 2.488 \cdot n_{QE}) \cdot \frac{\sqrt{H_n}}{60 \cdot n} = 84.5 \cdot (0.31 + 2.488 \cdot 0.104) \cdot \frac{\sqrt{200}}{60 \cdot 25} = 0.453 \text{ [m]}$$

$$D_1 = (0.4 + \frac{0.0950}{n_{QE}}) \cdot D_3 = (0.4 + \frac{0.0950}{0.104}) \cdot 0.453 = 0.595 \text{ [m]}$$

Dal momento che  $n_{QE} < 0,164$ , possimo considerare  $D_2 = D_1 = 0,595$ .

In base all'equazione 6.28, il coefficiente di cavitazione potrebbe essere:

$$\sigma = 1.2715 \cdot n_{QE}^{0.41} + \frac{V^2}{2 \cdot g \cdot H_n} = 1.2715 \cdot 0.104^{0.41} + \frac{2^2}{2 \cdot 9.81 \cdot 200} = 0.0533 \text{ [-]}$$

e il valore di HS, calcolato mediante l'equazione 6.27, diviene:

$$H_S = \frac{P_{atm} - P_v}{\rho \cdot g} + \frac{V^2}{2 \cdot g} - \sigma \cdot H_n = \frac{90'250 - 880}{1'000 \cdot 9.81} + \frac{2^2}{2 \cdot 9.81} - 0.0533 \cdot 200 = -1.35 \text{ [m]}$$

che richiede scavi significativi.

Se avessimo selezionato una ruota Francis a 1.000 rpm, avremmo ottenuto:

$n_{QE} = 0.069$ ,  $D_3 = 0.576 \text{ m}$ ,  $D_1 = 1.02 \text{ m}$ ,  $\sigma = 0.0305$  and  $H_s = 3.21 \text{ m}$ , valore questo che non implica scavi.

La scelta finale fra le varie opzioni sarà di tipo economico: Se la portata varia significativamente, la Pelton a 4 getti potrebbe essere una buona scelta. Altrimenti, una Francis a 1.000 rpm, che non richiede scavi, diventa la migliore alternativa.

<sup>1</sup> Autori : Vincent Denis (MHyLab), Jean-Pierre Corbet (SCPTH), Jochen Bard (ISET), Jacques Fonkenell (SCPTH) and Celso Penche (ESHA)

<sup>2</sup> L. Vivier, "Turbines hydrauliques et leur régulation", Albin Michel, Paris, 1966

<sup>3</sup> J. Raabe, Hydro Power, The design, use and function of hydromechanical, hydraulic and electrical equipment, VDI Verlag, 1985, ISBN 3-18-400616-6

<sup>4</sup> T. Jacob, "Machines hydrauliques et équipements électro-mécaniques", EPFL 2002

<sup>5</sup> V. Denis, "Petites centrales hydrauliques", EPFL 2002

<sup>6</sup> Off. fédéral des questions conjoncturelles, "Turbines hydrauliques", Bern, 1995, ISBN 3-905232-54-5

<sup>7</sup> Off. fédéral des questions conjoncturelles, "Générateurs et installations électriques", Bern, 1995, ISBN 3-905232-55-3

<sup>8</sup> Off. fédéral des questions conjoncturelles, "Régulation et sécurité d'exploitation", Bern, 1995, ISBN 3-905232-56-1

<sup>9</sup> A.Harvey, "Micro Hydro design manual, A guide to small scale water power schemes, Intermediate technology Publications, London, 1993, ISBN 1-85339-103-4

<sup>10</sup> Société Hydrotechnique de France, "Design, construction, commissioning and operation Guide", May 1985

<sup>11</sup> F. de Siervo & A. Lugaresi, "Modern trends in selecting and designing Pelton turbines", Water Power & Dam Construction, December 1978

<sup>12</sup> F. de Siervo & F. de Leva, "Modern trends in selecting and designing Francis turbines", Water Power & Dam Construction, August 1976

<sup>13</sup> F. de Siervo & F. de Leva, "Modern trends in selecting and designing Kaplan turbines", Water Power & Dam Construction, December 1977, January 1978

<sup>14</sup> A Lugaresi & A. Massa, "Designing Francis turbines: trends in the last decade", Water Power & Dam Construction, November 1987

<sup>15</sup> A Lugaresi & A. Massa, "Kaplan turbines: design trends in the last decade", Water Power & Dam Construction, May 1988

<sup>16</sup> L. Austerre & J.de Verdehan, "Evolution du poid et du prix des turbines en fonction des progrès techniques", Compte rendu des cinquièmes journées de l'hydraulique, 1958, La Houille Blanche

<sup>17</sup> H.Giraud & M.Beslin, "Optimisation d'avant-projet d'une usine de basse chute", Symposium AIRH. 1968, Lausanne

<sup>18</sup> T.Belhaj, "Optimisation d'avant-projet d'une centrale hydroélectrique au fil de l'eau" Symposium Maroc/CEE Marrakech 1989

<sup>19</sup> J.L.Gordon "A new approach to turbine speed", Water Power & Dam Construction, August 1990

<sup>20</sup> J.L.Gordon "Powerhouse concrete quantity estimates", Canadian Journal Of Civil Engineering, June 1983

<sup>21</sup> F. Schweiger & J. Gregori, "Developments in the design of Kaplan turbines", Water Power & Dam Construction, November 1987

<sup>22</sup> F. Schweiger & J. Gregory, "Developments in the design of water turbines", Water Power & Dam Construction, May 1989

<sup>23</sup> J. Fonkenell, "How to select your low head turbine", Hidroenergia 1991.

## CAPITOLO 7 - IMPATTO AMBIENTALE E SUA MITIGAZIONE

7.	Impatto ambientale e sua mitigazione <sup>1</sup> .....	202
7.1	Introduzione.....	202
7.2	Identificazione degli oneri e degli impatti .....	203
7.3	Impatti in fase di costruzione.....	205
7.3.1	Bacini.....	205
7.3.2	Opere di presa, canali a pelo libero, condotte forzate, etc.....	205
7.4	Impatti derivanti dal funzionamento dell’impianto .....	206
7.4.1	Impatti dovuti al rumore .....	206
7.4.2	Impatti sul paesaggio .....	207
7.4.3	Impatti biologici .....	214
7.4.3.1	Impatti nel bacino di accumulo .....	214
7.4.3.2	Impatti nell’alveo.....	215
7.4.3.2.1	Deflusso Minimo Vitale (DMV) .....	215
7.4.3.2.2	Metodi basati su valori idrologici o statistici.....	215
7.4.3.2.3	Metodi basati su principi fisiografici.....	216
7.4.3.2.4	Formule basate sulla velocità e sulla profondità dell’acqua.....	216
7.4.3.2.5	Metodi basati sulla pianificazione multi-obiettivo prendendo in considerazione i parametri ecologici .....	217
7.4.3.2.6	Passaggi per i pesci (pesci che risalgono la corrente) .....	222
7.4.3.2.7	Passaggi per pesci (pesci che discendono la corrente) .....	228
7.4.3.2.8	Sistemi di guida comportamentali .....	230
7.4.3.3	Impatti sul territorio.....	232
7.4.3.4	Materiale sgrigliato.....	232
7.5	Impatti delle linee elettriche .....	232
7.5.1	Impatto visivo .....	232
7.5.2	Impatto sulla salute .....	233
7.6	Conclusioni.....	233

## ELENCO FIGURE

Figura 7.1:	Schema dell’impianto di Cordiñanes .....	209
Figure 7.2:	Sezione schematica dell’impianto di Neckar .....	214
Figura 7.3:	Esempio di curva delle durate (FDC) .....	219
Figura 7.4:	Sezione trasversale del letto di un fiume .....	221
Figura 7.5:	Rapporto tra flusso naturale e morfologia dell’alveo .....	221
Figura 7.6:	Sistema a traverse rettangolari .....	223
Figura 7.7:	Sezione schematica dei setti.....	224
Figura 7.9	Scivolo e setti di una scala Denil .....	226
Figura 7.10:	Vista in sezione della chiusa Borland .....	226
Figura 7.11:	Sistema di attrazione ad acqua .....	227
Figura 7.12:	Schema di una griglia con effetto Coanda .....	229
Figura 7.13	Barriera Bio-Acustica per Pesci .....	231

## 7. IMPATTO AMBIENTALE E SUA MITIGAZIONE<sup>1</sup>

### 7.1 Introduzione

La "Terza Conferenza delle Parti della Convenzione quadro delle Nazioni Unite sui Cambiamenti Climatici" si è tenuta a Kyoto nel dicembre del 1997. Questa è stata la seconda iniziativa, dopo la storica Conferenza di Rio sull'Ambiente e lo Sviluppo del giugno 1992. Anche in precedenza, l'Unione europea aveva già riconosciuto l'urgente necessità di affrontare il problema del cambiamento climatico. Successivamente è stato elaborato il Libro bianco per una strategia comunitaria e un piano d'azione dal titolo: "Energia per il futuro: le fonti energetiche rinnovabili" che ha rappresentato un significativo passo in avanti.

Infine, la "Direttiva 2001/77/CE del Parlamento Europeo e del Consiglio, del 27 settembre 2001, sulla promozione dell'energia elettrica prodotta da fonti energetiche rinnovabili nel mercato interno dell'elettricità" ha definito chiari obiettivi comunitari. È stato fissato l'obiettivo indicativo globale del 12% da FER sul consumo interno lordo di energia entro il 2010. Per raggiungere questo ambizioso obiettivo a tutti gli Stati Membri è stato chiesto di stabilire degli obiettivi indicativi nazionali per il consumo di energia elettrica prodotta da fonti rinnovabili.

Nel 2002 è stato completato uno studio strategico per lo sviluppo dell'Idroelettrico Minore nell'Unione Europea, "Blue Age for a Green Europe", che contiene un'approfondita indagine del potenziale del piccolo idroelettrico valutato secondo diversi approcci. Per i Paesi dell'UE è ipotizzabile, tenuto conto dei vincoli economici e ambientali, un aumento della capacità di 1.111 MW relativo ad interventi di potenziamento degli impianti esistenti (corrispondente a una produzione annua di 4518 GWh) e un aumento della capacità di 4.828 MW relativo alla realizzazione di nuovi piccoli impianti idroelettrici (produzione annua di 19.645 GWh).

Se si tiene conto solo dei vincoli tecnici, il potenziale risulta essere il doppio dei valori appena citati: si potrebbero ottenere 2.080 MW (8.100 GWh/anno) con interventi di potenziamento degli impianti esistenti e 9.615 (38.058 GWh/anno) dalla realizzazione di nuovi impianti. Il raggiungimento dell' obiettivo "teorico" (46158 GWh/anno) consentirà una riduzione annua delle emissioni di CO<sub>2</sub> di 20 milioni di tonnellate, stima elaborata prendendo a riferimento un valore prudentiale (impianti a gas) di 0,43 kgCO<sub>2</sub>/kWh.

Tuttavia, stanti le attuali tendenze, il suddetto obiettivo non sarà raggiunto finché le procedure amministrative di autorizzazione all'uso dell' acqua non saranno accelerate. Centinaia, se non migliaia, di richieste di autorizzazione sono in attesa di approvazione e il ritardo è causato principalmente dalla percezione di un conflitto con l'ambiente. Alcune agenzie ambientali sembrano giustificare o almeno ammettere questo blocco in ragione dell'esigua produzione dei piccoli impianti. Sembra si sia dimenticato che, per definizione, le energie rinnovabili sono decentrate e che attualmente solo le piccole centrali idroelettriche e le turbine eoliche sono in grado di contribuire in modo significativo alla produzione di energia elettrica rinnovabile.

Al tempo stesso, se da un lato dovrebbe essere riconosciuto che la produzione di energia nei piccoli impianti idroelettrici non comporta la produzione di anidride carbonica o di altre sostanza inquinanti, dall'altro non sempre si può negare, a causa della loro ubicazione in aree sensibili, che questi impianti non producano degli impatti a scala locale. Pertanto i

significativi vantaggi globali dell'idroelettrico minore non devono impedire l'individuazione degli impatti a scala locale, in modo che siano intraprese le misure di mitigazione necessarie. I grandi impianti termoelettrici, a causa della loro rilevanza economica e della loro dimensione, sono autorizzati a livelli amministrativi molto elevati e in alcuni casi il loro impatto attualmente non può essere mitigato. Viceversa un piccolo impianto idroelettrico, che produce impatti che di solito possono essere mitigati, viene autorizzato ad un livello amministrativo molto più basso, dove l'influenza di gruppi di pressione - associazioni di pescatori, ecologisti, ecc - è maggiore.

Non è difficile individuare gli impatti causati da un impianto, ma decidere quali siano le misure di mitigazione da prendere non è un compito semplice perché esse sono solitamente sostenute con argomentazioni soggettive. Questa è la ragione per cui si raccomanda con forza di stabilire un dialogo permanente con le autorità ambientali fin dalle prime fasi progettuali. E anche se questo dialogo tra le parti deve essere fatto esaminando ogni singolo progetto con le sue peculiarità, è assai opportuno stabilire poche linee guida che aiutino il progettista a presentare alle autorità competenti misure di mitigazione che possano essere facilmente approvate.

A seguito dell'approvazione delle Direttiva Acque (2000/60/CE), verranno progressivamente introdotte ulteriori misure restrittive ai fini della tutela ecologica dei corpi idrici. Non c'è dubbio che l'adeguamento alle prescrizioni ambientali, come la costruzione di passaggi per pesci o la riduzione dell'acqua derivabile a fronte del rilascio del flusso minimo vitale, abbia significative implicazioni di costo e riduca la redditività dei piccoli impianti idroelettrici. Il conseguimento degli obiettivi ambientali non dipende quindi dalla resistenza ideologica dello sviluppatore del sito, ma dalle sue limitazioni economiche. In realtà, il "problema ambientale" ha origini economiche.

## 7.2 Identificazione degli oneri e degli impatti

Gli impatti degli impianti idroelettrici sono strettamente legati alla loro posizione ed alle tecnologie utilizzate. Un impianto in alta montagna, per il fatto stesso di essere situato in un'area molto sensibile dal punto di vista ambientale, è più soggetto a produrre impatti di un impianto a bassa caduta nel fondovalle. L'ammodernamento ed il potenziamento di impianti esistenti, ai quali è dato molto peso in Europa, genera impatti di altra natura rispetto ad impianti interamente nuovi. Ad esempio negli impianti d'alta montagna, che sfruttano il notevole dislivello di quota dei torrenti, l'acqua che viene derivata dal corso principale viene nuovamente reimessa nel torrente molto più a valle del punto di captazione. In questo caso, intere tratti del corso d'acqua sono privati di notevoli volumi d'acqua quando l'impianto è in esercizio.

Di seguito nella Tabella 7,1 e 7,2 è riportata un'esauriente descrizione dei possibili impatti, tratta da studi europei<sup>2</sup> basati sulle esternalità e condotti da esperti di Valutazione di Impatto Ambientale. Può comunque darsi che tutti o gran parte degli impatti siano presenti in uno specifico progetto. Nella lista sono identificate l'azione elementare, i bersagli dell'azione, l'impatto e la priorità a livello locale e nazionale.

**Tabella 7.1 Impatti in fase di realizzazione**

Azione	Bersagli	Impatto	Priorità
Indagini geologiche	Fauna	Rumore	Bassa
Taglio della vegetazione esistente	Foreste	Alterazione dell'habitat	Media
Ampliamento di strade esistenti	Cittadini	Creazione di opportunità, alterazione di habitat	Media
Movimentazione di terra	Geologia del sito	Stabilità del versante	Bassa
Scavo di gallerie	Idrogeologia del sito	Alterazione della circolazione delle acque sotterranee	Bassa
Presenza di materiale di riporto sui versanti	Geologia del sito	Stabilità del versante	Bassa
Realizzazione di sbancamenti	Vita acquatica, idromorfologia del sito	Alterazione dell'idraulica del corso d'acqua	Media
Creazione di accumuli temporanei di terra	Geologia del sito	Stabilità del versante	Bassa
Dislocamento temporaneo di persone, strade, linee elettriche	Cittadini	Trascurabile	
Realizzazione di strade e capannoni per il cantiere	Fauna, cittadini	Impatto visivo, disturbo della fauna	Bassa
Dragaggio di corsi d'acqua	Ecosistema acquatico	Alterazione dell'habitat	Media
Deviazione temporanea di corsi d'acqua	Ecosistema acquatico	Alterazione dell'habitat	Alta
Uso di escavatori, autocarri, elicotteri, auto per il personale, teleferiche	Fauna, cittadini	Rumore	Alta
Presenza di operai durante l'esecuzione dei lavori	Fauna, cittadini	Rumore	Bassa

**Tabella 7.2 Impatti in fase di esercizio**

Azione	Bersagli	Impatto	Priorità
Produzione di energia	Cittadini	Diminuzione degli inquinanti	Alta
Regimazione del corso d'acqua	Ecosistema acquatico	Alterazione dell'habitat	Alta
Opere permanenti nell'alveo fluviale	Ecosistema acquatico	Alterazione dell'habitat	Alta
Derivazione del corso d'acqua	Ecosistema acquatico	Alterazione dell'habitat	Alta
Condotte forzate	Fauna	Impatto visivo	Media
Nuove linee elettriche	Cittadini, fauna	Impatto visivo	Bassa
Scogliere	Ecosistema acquatico, cittadini	Alterazione dell'habitat, impatto visivo	Bassa
Argini	Ecosistema acquatico, cittadini	Alterazione dell'habitat, impatto visivo	Bassa
Modifica della portata	Pesci	Alterazione dell'habitat	Alta
Modifica della portata	Flora	Alterazione dell'habitat	Media
Modifica della portata	Cittadini	Problemi per le attività ricreative	Media
Rumore da apparecchiature elettromeccaniche	Cittadini	peggioramento della qualità della vita	Bassa
Asportazione di rifiuti dal corso d'acqua	Vita acquatica, cittadinanza	Miglioramento della qualità delle acque	Alta

### 7.3 Impatti in fase di costruzione

Gli impianti ad acqua fluente, quelli che utilizzano un bacino realizzato per scopi multipli, oppure inseriti in un canale irriguo o in un sistema d'approvvigionamento idropotabile producono impatti molto diversi sia dal punto di vista quantitativo che qualitativo. Gli impianti che utilizzano un bacino con scopi multipli non generano impatti negativi, poiché le necessarie misure di mitigazione vengono già prese quando viene realizzato lo sbarramento. In ogni caso l'aggiunta della centrale al piede diga non altera l'ecosistema.

Gli impianti integrati in un canale irriguo o in un sistema di tubazioni in pressione per approvvigionamento idropotabile non introducono nuovi impatti rispetto a quelli generati quando il canale o le condotte sono stati realizzati. Al contrario gli impianti ad acqua fluente presentano aspetti particolari che devono essere presi nella dovuta considerazione.

#### 7.3.1 Bacini

Gli impatti generati dalla costruzione di una diga con la creazione del bacino includono, oltre alla perdita del terreno, la costruzione e l'apertura di nuove strade, piani di lavoro, scavi, sbancamenti con mine e, in dipendenza dalle dimensioni della diga, impianti di betonaggio (per la produzione di calcestruzzo). Altri impatti non trascurabili sono l'effetto barriera e l'alterazione delle portate conseguente alla regolazione del fiume che prima non avveniva. Va sottolineato che in effetti i bacini non sono propriamente un elemento tipico per le piccole centrali idroelettriche. La maggior parte dei piccoli impianti idroelettrici appartiene alla tipologia ad acqua fluente, senza alcuna grande opera di sbarramento. Comunque, gli impatti generati dalla costruzione di una diga non differiscono da quelli indotti dalla realizzazione di grandi infrastrutture, i cui effetti e le cui misure di mitigazione sono ormai ben noti.

#### 7.3.2 Opere di presa, canali a pelo libero, condotte forzate, etc.

Gli impatti indotti dalla costruzione di queste infrastrutture sono ben conosciuti e sono stati sommariamente descritti nella tabella 7.1: rumore che disturba gli animali, pericolo di erosione dovuto alla rimozione della vegetazione conseguente agli scavi con relativo intorbidamento delle acque e la deposizione a valle dei sedimenti, etc. Per ridurre questi impatti si raccomanda di intraprendere gli scavi nella stagione secca e di eseguire quanto prima i rinterri. In ogni caso si tratta sempre d'impatti transitori e non costituiscono un ostacolo serio nelle procedure autorizzative.

In ragione del ruolo di protezione svolto contro l'erosione delle sponde è opportuno ripristinare o infoltire la vegetazione ripariale che potrebbe essere danneggiata nel corso della costruzione delle opere idrauliche. E' bene ricordare che la rivegetazione dovrebbe essere fatta con specie autoctone che sono meglio adattate alle condizioni locali, il che richiede di pianificare la loro fornitura sin dalle fasi iniziali del progetto.

Lo studio degli impatti in fase di costruzione deve porre attenzione alle conseguenze indesiderate della presenza umana in zone solitamente disabitate. Quest'impatto, che può essere negativo se l'impianto è all'interno di un parco naturale, potrebbe essere positivo per un'area poco sensibile grazie all'aumento delle attività. Quando l'impianto è situato in zone sensibili, le emissioni dei veicoli, la polvere sollevata durante gli scavi, gli alti livelli di rumore ed altri impatti minori, contribuiscono al danneggiamento dell'ambiente. Per mitigare queste azioni è fortemente raccomandabile pianificare il traffico di cantiere e ridurre al minimo lo spostamento dei mezzi. Il lato positivo è da ricercarsi nell'aumento

dell’attività produttiva in aree di solito economicamente depresse, conseguibile mediante l’utilizzo di manodopera locale od anche di piccoli subappaltatori del posto.

## 7.4 Impatti derivanti dal funzionamento dell’impianto

### 7.4.1 Impatti dovuti al rumore

Il livello di rumore ammissibile dipende dalla presenza di centri abitati o di case isolate nelle vicinanze della centrale. Il rumore proviene principalmente dalle turbine e, se sono presenti, dai moltiplicatori. Attualmente il rumore può essere ridotto, se necessario, fino a 70 dBA all’interno della centrale, e fino a livelli pressoché impercettibili all’esterno.

Riguardo al rumore, l’impianto di Fiskeby<sup>3</sup> a Norrköping, in Svezia, è un esempio da seguire. Il proprietario dell’impianto ha voluto che il livello massimo di rumore all’interno della centrale fosse, a pieno carico, non superiore a 80 dBA. Il massimo livello accettabile all’esterno, di notte presso alcune case poste a 100 m di distanza, è stato fissato in 40 dBA. Per raggiungere questi livelli di rumore si è deciso che tutti i componenti – turbine, moltiplicatori, generatori asincroni – fossero consegnati da un unico fornitore referenziato. Il contratto d’acquisto specificava i livelli di rumore da rispettare a pieno carico lasciando al fornitore gli accorgimenti tecnici per soddisfare i requisiti. Il fornitore ha adottato quindi le seguenti misure: tolleranze molto basse nella costruzione del moltiplicatore, pannelli insonorizzanti attorno alla cassa della turbina, raffreddamento ad acqua anziché ad aria e progettazione ad hoc dei componenti ausiliari. Oltre all’isolamento termico, l’edificio di centrale è stato insonorizzato. Come conseguenza il livello di rumore oscilla tra i 66 dBA e i 74 dBA, circa 20 dBA in meno dalla media degli impianti svedesi. Avendo un unico fornitore sono state eliminate tutte le diatribe su chi fosse responsabile del rumore.

La riduzione del rumore all’esterno è stata ottenuta isolando dalle vibrazioni i muri e il tetto della centrale. Il principio del sistema di riduzione è stato quello di lasciare la platea, le vie d’acqua in calcestruzzo ed i pilastri di sostegno del carroponte liberi di essere eccitati dalle vibrazioni delle macchine. Le altre parti dell’edificio, come le travi in calcestruzzo di appoggio del tetto e gli elementi prefabbricati, sono stati appoggiati su speciali elementi in gomma con costante di elasticità in grado di garantire la massima riduzione del rumore.

Per le travi in copertura sono stati scelti supporti in gomme speciali composite (Trelleborg Novimbra SA W30). Una soluzione simile è stata adottata per i muri prefabbricati. Una volta realizzata la centrale, l’emissione sonora da essa proveniente non poteva essere distinta dalla altre fonti di rumore come il traffico, lo scorrere dell’acqua nel torrente, etc.

La centrale sotterranea del Cavaticcio<sup>4</sup> a circa 200 m in linea d’aria da Piazza Maggiore nel centro di Bologna, merita di essere citata sotto questo aspetto. Uno studio dell’impatto acustico effettuato sugli impianti italiani ha evidenziato un valore medio di 85 dBA. Il livello di rumore in prossimità delle case attorno alla centrale era 69 dBA di giorno e 50 dBA di notte. La normativa in vigore richiedeva che per effetto della centrale tali valori non aumentassero più di 5 dBA di giorno e 3 dBA di notte.

Gli interventi fatti per soddisfare questi requisiti sono stati molto simili a quelli di Fiskeby:

- isolamento della sala macchine, il luogo più rumoroso, dai blocchi adiacenti per mezzo di muri doppi con masse differenti e con lana di vetro nell’intercapedine;
- porte insonorizzate;
- pavimenti posati su uno strato di lana di vetro spesso 15 mm;

- controsoffitti con caratteristiche fonoassorbenti;
- pesanti botole di accesso a piano strada, dotate di una controbotola insonorizzante e di guarnizioni in neoprene;
- giunti antivibranti tra ventilatori e condotti d'aerazione;
- bassa velocità (4 m/s) nei condotti d'aerazione;
- due silenziatori in testa ed in coda all'impianto di ventilazione;
- camini di immissione ed espulsione aria dotati di trappola per il rumore;
- condotti di aerazione realizzati con diversi materiali giustapposti (calcestruzzo, lana di vetro, mattoni forati e gesso);
- componenti rotanti della turbina equilibrati dinamicamente;
- generatore sincrono brushless raffreddato ad acqua;
- moltiplicatore con ingranaggi di precisione;
- cassa turbina e moltiplicatore fortemente irrigiditi per evitare fenomeni di risonanza e vibrazioni.
- Inghisaggio della tubazione con speciali malte antiritiro per assicurare la monoliticità tra il gruppo idroelettrico e le fondazioni.
- Grandi masse di calcestruzzo per lo inghisaggio della turbina per ridurre al minimo l'ampiezza delle vibrazioni.

La ventilazione sotterranea aveva tre scopi principali: deumidificazione dei locali per garantire un corretto esercizio e manutenzione delle apparecchiature, immissione di aria fresca per i lavoratori e allontanamento del calore generato dai vari componenti dell'impianto. Anche con il massimo volume d'aria, stimato in 7.000 m<sup>3</sup>/h, la velocità dell'aria nei condotti non supera mai 4 m/s.

È vero che i due esempi sopra riportati sono molto particolari, ma sono stati citati per mostrare che qualunque cosa è possibile, se la si ritiene necessaria, anche se ciò può comportare un significativo aumento degli investimenti richiesti per il progetto. È anche vero che entrambi gli esempi riguardano impianti a basso salto, che implicano l'uso di moltiplicatori di velocità; un impianto d'alta montagna consentirebbe di accoppiare direttamente turbina e generatore, eliminando così il componente responsabile per la maggior parte delle vibrazioni.

#### 7.4.2 Impatti sul paesaggio

Le caratteristiche visuali dei siti sono importanti per l'opinione pubblica, che è sempre più riluttante ad accettare cambiamenti ambientali che vadano a modificarle. Per esempio un nuovo condominio vicino a casa, una spiaggia artificiale realizzata con sabbia proveniente dai fondali, sono soluzioni rifiutate da buona parte della popolazione, anche se in molti casi migliora l'ambiente, ivi incluso il paesaggio. Il problema è particolarmente sentito negli impianti idroelettrici d'alta quota o in quelli situati in un'area urbana. Le preoccupazioni al riguardo prendono forma di manifestazioni pubbliche ed anche di azioni legali cui devono far fronte coloro che vogliono modificare l'amato paesaggio realizzando un impianto idroelettrico.

Ognuno degli elementi che compongono un impianto – centrale, sbarramento, scarichi di superficie, condotta forzata, opera di presa, canale di restituzione, sottostazione e linea elettrica – può determinare un cambiamento nell'impatto visivo di un luogo, introducendo nuove linee, colori, forme.

Il progetto, la posizione e l'aspetto di un solo elemento di fatto determinano il livello di accettazione dell'intero impianto.

La maggior parte di questi componenti, anche i più voluminosi, possono essere mascherati attraverso l'uso della vegetazione e di un'adeguata integrazione con la forma del territorio. Una volta pitturato con colori che non contrastino con l'ambiente circostante in modo da ottenere superfici non riflettenti, un componente si sposerà bene con il paesaggio caratteristico del sito. Un modesto sforzo creativo, solitamente con scarsi effetti sul costo totale, può spesso avere come risultato un progetto accettabile per tutte le parti in causa: comunità locali, autorità nazionali e regionali, ecologisti, ecc.

La condotta forzata è solitamente la prima causa di disturbo. Il tracciato deve essere studiato con attenzione utilizzando ogni elemento naturale (roccia, terreno, vegetazione) per celarla il più possibile alla visuale e se non c'è altra soluzione, verniciandola in modo da minimizzare il contrasto con lo sfondo. La miglior soluzione, se praticabile, è interrare la condotta, sebbene questo comporti poi degli svantaggi per gli operatori in termini di manutenzione e controllo.

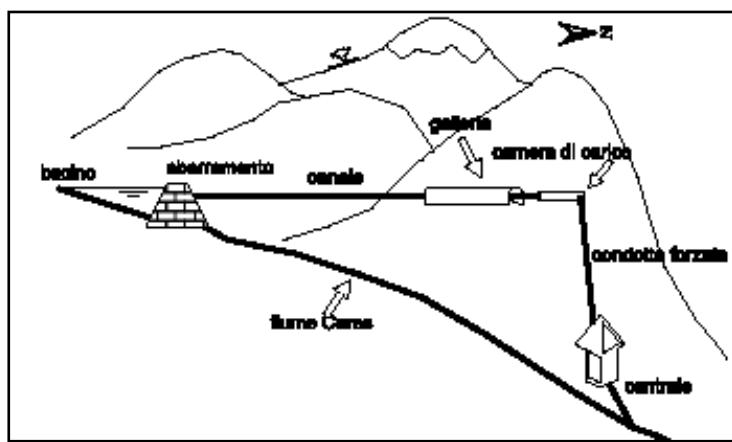
I giunti di dilatazione e i blocchi d'ancoraggio in calcestruzzo possono essere ridotti o eliminati; il terreno può essere ripristinato al suo stato originale e la tubazione non viene a costituire una barriera per la fauna.

La centrale, insieme alla presa, alla restituzione ed alle linee elettriche devono essere inserite nel paesaggio con criterio. Ogni accorgimento di mitigazione deve essere integrato nel progetto, senza che ciò di solito comporti notevoli costi aggiuntivi, per favorire il rilascio delle autorizzazioni.

Lo studio di due impianti accuratamente progettati al fine di minimizzare l'impatto visuale dei componenti, fornirà ai progettisti idee concrete per convincere le autorità ambientali che non esiste sito tanto sensibile dal punto di vista ambientale da precludere lo sviluppo di un processo di conversione dell'energia globalmente innocuo e localmente accettabile. Di seguito presentiamo l'impianto di Cordiñanes nel Picos de Europa (Spagna) e un impianto sul Neckar, posto nel centro storico di Heidelberg (Germania).

### **Impianto di Cordiñanes**

Un piccolo bacino come quello esistente sull'impianto di Cordiñanes (Foto 7.1) presenta diversi aspetti positivi. La permanenza di un livello d'acqua pressoché fisso e l'uso plurimo a scopi ricreativi (nuoto, pesca, canoa, etc.), danno un eccellente contributo nel mitigare gli impatti negativi. La figura 7.1 mostra un profilo schematico dell'impianto di Cordiñanes.

**Foto 7.1: Cordiñanes****Figura 7.1: Schema dell'impianto di Cordiñanes**

La traversa di derivazione è una struttura snella, ma essendo alta 14 m è il componente più impattante dell'impianto (fotografia 7.2). Tale altezza è peraltro necessaria affinché l'acqua possa raggiungere il livello sufficiente ad imboccare un vecchio tunnel esistente che, una volta ripristinato, è andato a far parte del canale di derivazione. Questa è anche la ragione per cui il livello nel bacino ha oscillazioni inferiori ai 2 metri, conferendo così l'aspetto di un lago pittoresco.

**Foto 7.2: La traversa di Cordiñanes**

A proposito di sbarramenti citiamo la diga Vilhelmina in Svezia, costruita in terra con nucleo impermeabile (fotografia 7.3). Il coronamento e il paramento di valle sono protetti contro l'erosione da massi che sono annegati nel calcestruzzo fino a metà della loro altezza. Il paramento di valle ha una inclinazione di 1:3 tranne che in una parte, lunga 40 m, dove l'inclinazione è 1:10. Così progettata la diga rende agevole il passaggio a monte dei pesci. Un altro pregio dal punto di vista ambientale è quello che lo sbarramento, anche per piccole portate, ha l'aspetto di una rapida naturale.



**Foto 7.3: La diga di Vilhelmina in Svezia**

Tornando a Cordiñanes, dalla presa (fotografia 7.4) parte un canale a pelo libero di calcestruzzo armato di sezione 2x2,5 m e lungo 1.335 m interamente interrato e coperto da uno strato di terreno rivegetato.



**Foto 7.4: Presa**

Le fotografie 7.5, 7.6 e 7.7 mostrano un tratto di canale nelle tre fasi di costruzione: scavo, getto del calcestruzzo e canale finito con lo strato di terreno rinverdito.

La presenza nelle fotografie di un traliccio della linea elettrica - che connette i paesi di Posada de Valdeur e Cordiñanes - ci conferma che il luogo è sempre lo stesso, perché non sarebbe comunque possibile identificare il canale interrato.



**Foto 7.5: Fase di costruzione – scavo**



**Foto 7.6: Fase di costruzione – getto del calcestruzzo**



**Foto 7.7: Fase di costruzione – canale completato**

Le fotografie 7.8 e 7.9 mostrano in che modo è stata mascherata l'entrata del tunnel. Nella prima si può vedere il tunnel ricostruito, nella seconda invece il canale che unisce il tunnel

è stato coperto, come il resto del canale, e l'imbocco del tunnel è stato reso invisibile. E' possibile entrare nel tunnel attraverso il canale per ispezionarlo una volta svuotato.

Il tunnel era già esistente, ma mai completato perché mancavano i mezzi per attraversare la formazione colluviale. Ora è stato risagomato con una sezione bagnata di 2x1,80 m ed una pendenza dello 0,1% fino alla camera di carico, che è in perfettamente mimetizzata con le rocce circostanti ed è dotata di uno scarico di superficie semicircolare.

Dalla camera di carico, una condotta forzata in acciaio del diametro di 1,40 m e di lunghezza 650 m adduce l'acqua alle turbine. Nei primi 110 m la tubazione corre con una pendenza vicina ai 60° in una trincea di 2,5x2,0 m scavata nella roccia. Per mimetizzarla con le rocce circostanti, la trincea è stata riempita con calcestruzzo pigmentato. Una ulteriore trincea, stata scavata nel terreno, nasconde gli altri 540 m di condotta, che in seguito sono stati coperti dalla vegetazione.



Foto 7.8: l'entrata del tunnel durante la costruzione



Foto 7.9: l'entrata del tunnel ricoperta

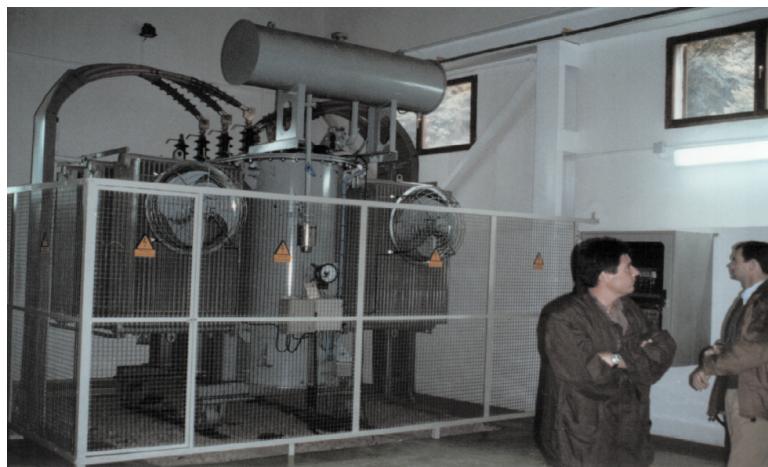
Pochi metri prima di giungere in centrale la tubazione si biforca in due tubazioni più piccole che vanno ad alimentare due turbine Francis da 5.000 kW installati ciascuna. La centrale (fotografia 7.10) ha la stessa tipologia delle abitazioni che punteggiano i versanti. I muri in blocchi di calcare, il tetto con vecchie tegole, le pesanti finestre in legno non danno evidenza della sua vocazione industriale. Oltre a ciò, la centrale è interrata per due terzi della sua altezza contribuendo così alla diminuzione dell'impatto visivo. Per mascherare le

opere connesse con il canale di restituzione, sopra di esso è stata realizzata una cascata artificiale.



**Foto 7. 10: l'edificio di centrale**

La sottostazione è all'interno della centrale (fotografia 7.11) diversamente dalle solite collocazioni all'aperto (vedi fotografia 7.18) ed i cavi di potenza partono dalla centrale passando sopra la condotta forzata, sotto il tunnel e sopra il canale a pelo libero. In prossimità del paese, dove esistono altre linee elettriche, i cavi emergono all'aperto per tornare interrati per attraversare il versante Nord che costituisce l'habitat di un uccello molto raro, il gallo cedrone.



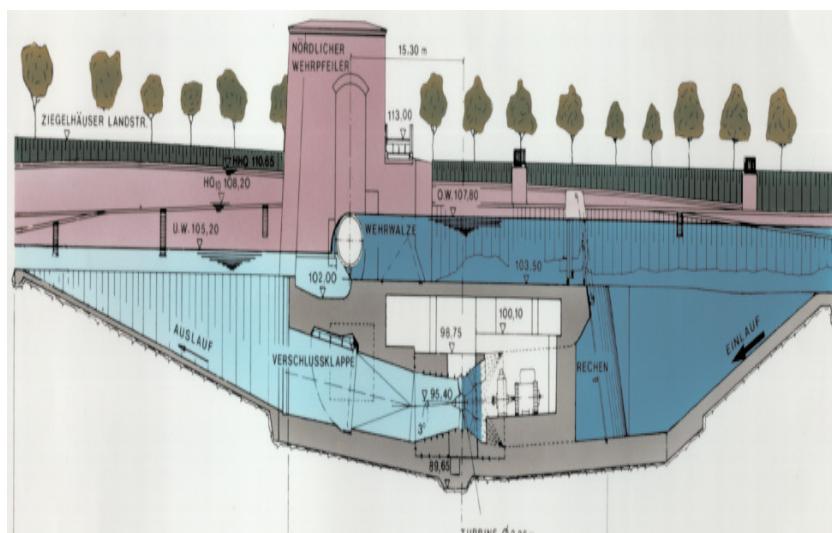
**Foto 7.11: La sottostazione collocata all'interno della centrale**

### Impianto sul Neckar

L'impianto sul Neckar (fotografia 7.12), realizzato praticamente nel centro storico di Heidelberg<sup>5</sup>, è stato autorizzato a condizione che non interferisse visivamente con la chiusa costruita in passato per rendere navigabile il fiume. La centrale, costruita a monte della chiusa, è interamente interrata e non è visibile dalla riva. La figura 7.2 mostra meglio di quanto non possano fare le parole, il progetto, che ha previsto l'installazione di due turbine Kaplan ad asse orizzontale ciascuna di potenza di 1.535 kW. Il costo d'investimento è stato naturalmente molto alto, circa 3.760 ECU per kW installato.



**Foto 7. 12: Impianto di Neckar**



**Figure 7.2: Sezione schematica dell'impianto di Neckar**

### 7.4.3 Impatti biologici

#### 7.4.3.1 Impatti nel bacino di accumulo

Progetti con grandi serbatoi sono molto rari tra i piccoli impianti, sebbene ce ne siano alcuni che accumulano l'acqua per poi turbinarla solo durante i periodi di massima richiesta elettrica. Tale modalità di funzionamento è definita “esercizio in ore piene o di punta”. Negli impianti a bassa caduta questo tipo di esercizio crea delle condizioni di vita non ottimali per i pesci a valle dell'impianto, poiché la portata decresce quando cala la produzione idroelettrica. Minori portate possono mettere in asciutta le uova appena depositate. A quanto pare, le uova<sup>6</sup> possono sopravvivere in assenza d'acqua per periodi superiori a quelli che intercorrono normalmente nell'esercizio in ore di punta, ma i pesci appena nati possono subire gravi danni, soprattutto se la variazione di livello è molto rapida.

#### 7.4.3.2 Impatti nell'alveo

Buona parte dei piccoli impianti idroelettrici è ad acqua fluente, cioè l'acqua viene derivata da un fiume o da un lago e convogliata nell'impianto, spesso a chilometri di distanza dal punto di derivazione, in modo da trarre vantaggio dal salto disponibile. La riduzione di portata nell'alveo tra presa e restituzione può influenzare la deposizione delle uova, l'incubazione, la crescita ed il transito di pesci anadromi e gli spazi vitali per i pesci adulti. Per quanto riguarda il funzionamento in ore di picco - non tipico per i piccoli impianti - significativi e frequenti cambiamenti di portata possono compromettere la vita aquatica, poiché alcuni tratti del fiume vengono periodicamente "sommersi" e poi di nuovo lasciati in secca.

In questa situazione esiste un evidente conflitto d'interessi. Chi realizza l'impianto adduce a suo favore che la produzione d'energia elettrica mediante fonti rinnovabili dà un importante contributo all'umanità, poiché essa consente di sostituire altri processi di conversione energetica che emettono gas serra. Gli ambientalisti, al contrario, affermano che la derivazione dell'acqua dall'alveo rappresenta una violazione di un bene pubblico.

##### 7.4.3.2.1 Deflusso Minimo Vitale (DMV)

Le formule per il calcolo del deflusso minimo vitale sono molte e il loro numero tende ad aumentare di giorno in giorno. Ciò dimostra che non si dispone ancora di una metodologia universalmente valida per quantificarlo. Nelle pagine seguenti sono presentate alcune delle formule di calcolo suddivise in base alla metodologia a cui si rifanno. Ogni formula può solo fornire un valore che da usare come riferimento ai fini normativi.

Una rassegna più completa dei metodi di calcolo del DMV può essere trovata nel documento elaborato da ESHA nel contesto del Tematic Network on Small Hydroelectric Plants disponibile all'indirizzo web [www.esha.be](http://www.esha.be).

##### 7.4.3.2.2 Metodi basati su valori idrologici o statistici

Un primo gruppo di metodi si basa sulla portata media ( $Q_m$ ) del fiume in una determinata sezione trasversale. Il DMV che ne deriva varia dal 2,5% della MQ, secondo il metodo Cemagref applicato in Francia, al 60% della MQ per quello utilizzato in Montana (USA), metodo applicato nei contesti in cui la pesca ha un elevata importanza economica. Generalmente viene utilizzato per il DMV una valore corrispondente al 10% della portata media.

Un secondo gruppo di metodi di calcolo considera il valor medio delle portate minime (MNQ), del fiume. Il DMV calcolato secondo questi metodi varia dal 20% (Renania-Palatinato, Assia [D]) al 100% (Steinbach [A]), del MNQ.

Un terzo gruppo di metodi di calcolo considera un valore prefissato sulla Curva delle Durate (FDC). In questo gruppo vengono presi a riferimento una grande varietà di valori:

- $Q_{300}$  (metodo Svizzero del Valore Limite di Allarme, Matthey e Matthey normalizzato),
- $Q_{347}$  (metodo tedesco di Büttinger),
- NMQ<sub>7</sub> (il valore più basso di portata media rilevato durante i sette mesi con le maggiori portate naturali),
- NMQ<sub>Aug</sub> (la minima portata media registrata nel mese di Agosto), Q<sub>84%</sub>, Q<sub>361</sub>, Q<sub>355</sub> e così via.

#### 7.4.3.2.3 Metodi basati su principi fisiografici

Questi metodi di solito considerano un DMV specifico costante ( $\text{l/s}/\text{km}^2$  di bacino). Inoltre, in questo caso, i valori di DMV risultano molto variabili. Ad esempio, si parte da un valore di 9,1  $\text{l/s}/\text{km}^2$  negli Stati Uniti, laddove i fiumi presentano abbondanza di pesce, fino ad arrivare al valore di 2  $\text{l/s}/\text{km}^2$  per i bacini con substrato cristallino delle Alpi.

##### Vantaggi di questi metodi

- sono facilmente applicabili se si dispone di buoni dati di base;
- possono in qualche modo tenere conto della fluttuazione naturale delle portate;
- possono fornire una valutazione approssimativa degli effetti economici sulla produzione di energia;
- si dovrebbero preferire i metodi basati sul MNQ o il NNQ;
- sono applicabili anche in assenza di un background ecologico riconoscibile.

##### Svantaggi

- si tratta di formule accademiche, che forniscono valori fissi;
- il NNQ potrebbe essere facilmente sottostimato;
- non vengono presi in considerazione i parametri idraulici della portata;
- non sono presi in considerazione gli effetti degli affluenti o delle derivazioni lungo la sezione e la lunghezza delle derivazione stessa,
- la produzione di energia nelle piccole centrali idroelettriche potrebbe risultare seriamente compromessa;
- sono metodi non adatti a tutte tipologie di fiumi e di dubbia trasferibilità da fiume a fiume

#### 7.4.3.2.4 Formule basate sulla velocità e sulla profondità dell'acqua

Anche in questo gruppo di metodi, si rileva una grande variabilità di valori con riferimento ai parametri utilizzati. Infatti la velocità dell'acqua può variare da 0,3 m/s (metodo Steiermark) a 1,2-2,4 m/s (metodo Oregon), e la profondità deve essere superiore a 10 cm (metodo Steiermark) o 12-24 cm (Metodo Oregon). Altre formule che rientrano in questo gruppo considerano il deflusso minimo in funzione della ampiezza del letto dei fiumi (30-40  $\text{l/s}$  per metro di larghezza) o in relazione al perimetro bagnato (in corrispondenza del DMV il perimetro bagnato deve essere di almeno il 75% di quello riferito alla portata normale).

##### Vantaggi di questo metodo

- vengono prese in considerazione le principali caratteristiche del flusso;
- può essere inclusa nel calcolo la forma del profilo;
- ogni fiume viene considerato individualmente con le sue caratteristiche;
- non c'è bisogno di dati idrologici;
- le relazioni con i parametri ecologici sono indirette e generali;
- adatto per valutare le conseguenze economiche sulla produzione di energia

##### Svantaggi

- la pendenza ed la struttura del reticolato idrico non rientrano nel calcolo,
- non vengono prese in considerazione la lunghezza del tratto derivato e gli effetti di affluenti o altre derivazioni;
- senza concomitanti misure di modifica degli alvei di magra e di river restructuring, nei fiumi molto ampi questi metodi forniscono valori molto elevati di DMV;

- il loro utilizzo è giustificato solamente per alcune tipologie di corsi molto sfruttati;
- nei torrenti di montagna forniscono valori irrealistici di soglia di profondità,
- sono adatti solo per particolari tipologie di fiumi e sono di dubbia trasferibilità.

#### 7.4.3.2.5 Metodi basati sulla pianificazione multi-obiettivo prendendo in considerazione i parametri ecologici

Considerata l'elevata specificità di questi metodi, che è difficile da spiegare in poche parole, ne viene fornita una breve descrizione.

##### ***MODM*** [Multi Objective Decision Making]

La determinazione del deflusso minimo è calcolata in base ad un modello che prende in esame sia obiettivi ecologici che economici. La soluzione da scegliere è quella che fornisce il miglior compromesso in riferimento a entrambi i parametri.

Le seguenti variabili sono utilizzate come parametri:

- possibilità di esercire l'impianto in modo regolare (criterio economico)
- individuazione della minima profondità dell'acqua compatibile con la diversità delle specie ittiche e della taglia degli individui della singola specie
- massima temperatura dell'acqua (variazione delle condizioni termiche)
- minimo contenuto di ossigeno (qualità delle acque)

##### ***Rapporto di diluizione***

La portata di DMV deve essere almeno 10 volte una portata di diluizione biologicamente pura immessa nel corso d'acqua, in modo che la portata di DMV garantisca un'adeguata diluizione del carico inquinante di natura biologica.

La velocità non deve scendere al di sotto di 0,5 m/s.

##### ***Parametri di flusso***

Gli effetti del deflusso minimo vengono valutati con l'aiuto di un modello, da cui si possono desumere le misure di correzione necessarie e/o i parametri di costruzione da applicare al tratto derivato.

##### ***PHABSIM* (Physical Habitat Simulation Model)**

Questo metodo si basa sulla conoscenza della combinazione di parametri - profondità, velocità della corrente, temperatura e sedimenti – preferita dalla maggior parte delle specie ittiche. Una volta che queste condizioni sono state definite, sia tecnicamente che con riferimento alle specie di pesci selezionate, può essere calcolato il DMV necessario.

##### ***Habitat Prognoses Model***

Questo modello è stato sviluppato al fine di limitare la spesa per le costose indagini per la determinazione del DMV nelle situazioni più complesse. Il modello funziona basandosi su un minor numero di parametri morfologici aggregati e le condizioni di deflusso minimo rilevanti per la biocenosi possono essere stimate tramite un calcolo. Vengono determinati i valori soglia per la "minima portata ecologica" e per il "valore economico dell'energia". Il valore di DMV desunto alla fine dovrebbe essere una funzione di entrambi questi parametri, da cui ne deriva quel che segue:

- 1) Non è ammesso un peggioramento delle condizioni esistenti.
- 2) Il DMV suggerito non dovrebbe essere superiore alla minima portata ecologica.

- 3) Il DMV corrisponde alla soglia del valore economico dell'energia , pari al 4% del valore di portata di un piccolo impianto idroelettrico.
- 4) Il DMV deve essere al massimo 5/12 del MNQ.

#### ***Habitat Quality Index – HQI - Indice di qualità dell'habitat (USA)***

Questo modello è basato sulla regressione multipla e mette in relazione la cosiddetta capacità di mantenimento della vita dei Salmonidi in un tratto di fiume con una serie di parametri ecologici. Esso richiede la raccolta di un gran numero di diversi dati ambientali necessari per calcolare la biomassa dei Salmonidi che può vivere in un determinato tratto di fiume.

#### ***Pool Quality Index (Indice di qualità di pozza)***

Questo modello è derivato dal metodo HQI ed è basato sulla massimizzazione della diversità idraulica; ad esempio, più è elevato il numero di *pools* (pozze) in un torrente, più è basso il deflusso minimo. A seconda della percentuale di pozze, il metodo fornisce i seguenti valori di deflusso minimo che vanno confrontati con i valori ottenuti con i metodi descritti in 7.4.3.2.2, 7.4.3.2.3 e 7.4.3.2.4:

- 7 – 9 % of MQ
- 50 – 70 % of  $Q_{355}$
- 3.6-4,3 l/s/km<sup>2</sup>

#### ***Definizione del rilascio della portata di dotazione per tentativi***

Il concetto di "dotazione" corrisponde alla portata regolata artificialmente in un certo momento in una determinata sezione per garantire la presenza di una certa quantità di acqua in una diversa sezione nello stesso fiume. Questo metodo si basa sulla determinazione delle condizioni di deflusso minimo in combinazione con la simulazione di potenziali condizioni future nella sezione di fiume derivata.

Il metodo consente di mettere in relazione i parametri rilevanti dal punto di vista ecologico con quelli relativi a derivazioni esistenti utilizzando curve di preferenza o intervalli di preferenza dei vari parametri. È considerato un metodo piuttosto semplice ed economico. Esso presuppone tuttavia la possibilità di misurare piccole portate nella futura sezione derivata del fiume. Negli impianti esistenti, questo è semplice - in tutti gli altri devono essere sfruttati per le misure i periodi di magra e quasi certamente sarà necessaria un'estrapolazione.

#### **Vantaggi di questo metodo**

- osservazioni delle condizioni di flusso sito-specifiche
- tiene conto di parametri quantitativi idrologici, idraulici, ecologici e meteorologici
- prende in esame sia parametri ecologici che economici

#### **Svantaggi**

- metodi costosi a livello di raccolta dei dati e di calcoli matematici
- adatto solo per particolari tipologie di fiumi, di dubbia trasferibilità

*Esempio di applicazione di metodi diversi utilizzando i seguenti criteri*

$$A = 120 \text{ km}^2$$

$$Q_{300} = 1,90 \text{ m}^3/\text{s}$$

Larghezza media del corso: 20 m,  
approssimativamente rettangolare

$$Q_{347} = 1,60 \text{ m}^3/\text{s}$$

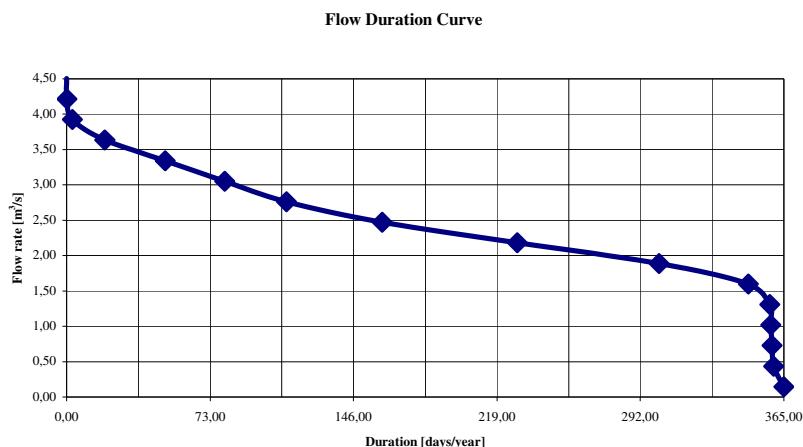
Pendenza media del corso: 2,3%

$$Q_{355} = 1,38 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$MQ = 2,33 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{361} = 0,37 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$NMQ = 0,15 \text{ m}^3/\text{s}$$



**Figura 7.3: Esempio di curva delle durate (FDC)**

**Tabella 7.3: metodi basati su valori statistici o idrologici**

METODO	DESCRIZIONE	DMV ( $\text{l}/\text{s}$ )
Hydrological based on MQ)	10% MQ	233
Lanser	5-10% MQ	116-233
Cemagref	2,5-10% MQ	58-233
Steinbach	$Q_{365}$	150
Baden-Württemberg	$1/3 \cdot Q_{365}$	50
Rheinland-Pfalz	$0,2 - 0,5 \cdot Q_{365}$	30-75
Hessen	$0,2 - 0,9 \cdot Q_{365}$	30-135
Hydrological (based on $Q_x$ )	$Q_{361}$	370
Soglia di allarme	$0,2 \cdot Q_{300}$	380
Büttinger	$Q_{347}$	1.600

**Tabella 7.4: metodi basati su principi fisiografici**

METODO	DESCRIZIONE	DMV (l/s)
USA	2,6-9,1 l/s/km <sup>2</sup>	312-1.092
Lombardia (metodo precedente)	2,88 l/s/km <sup>2</sup>	346
Tirolo	2-3 l/s/km <sup>2</sup>	240-360

**Tabella 7.5: formule basate sulla velocità e la profondità dell'acqua**

METODO	DESCRIZIONE	DMV (l/s)
Steiermark	0,3-0,5 m/s	80-290
Oberösterreich	$h \geq 20$ cm	7.150
Mikscht	30-40 l/s/m <sub>larghezza</sub>	600-800
Oregon	1,2-2,4 m/s	2.600-15.000
Steiermark	$h \geq 10$ cm	2.290
Tirolo	$h \geq 15-20$ cm	4.450-7.150

**Tabella 7.6: metodi basati su pianificazione multi-obiettivo prendendo in considerazione i parametri ecologici**

METODO	DESCRIZIONE	DMV (l/s)
PQI	7 – 9 % MQ	163-210
Oberösterreich	3,6-4,3 l/s/km <sup>2</sup>	432-516
PQI	50-70% Q <sub>355</sub>	690-966
Steiermark	$h \geq 10$ cm	2290

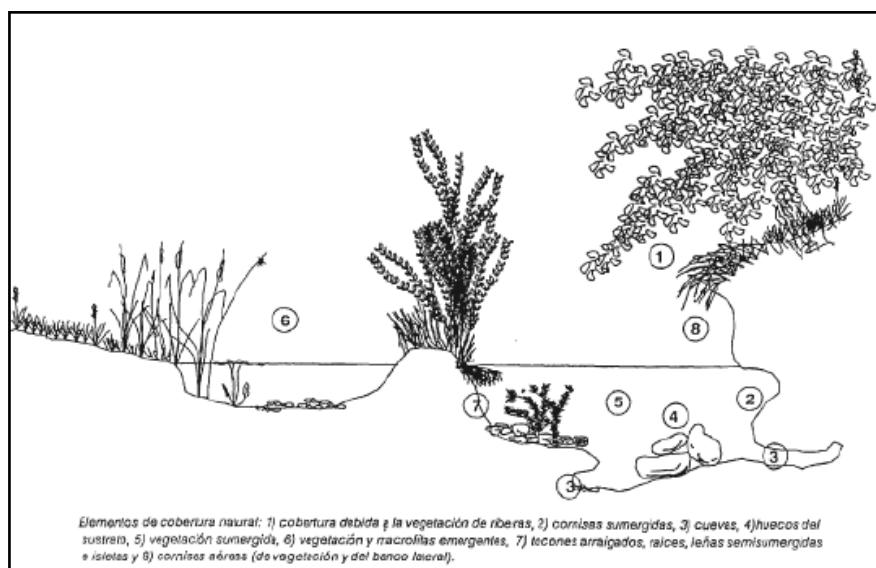
Gli esempi presentati mostrano una grande variabilità, a sottolineare quanto possa essere difficile l'applicazione di questi metodi al calcolo del deflusso minimo da rilasciare a valle delle opere di derivazione. In particolare l'applicazione delle formule basate sulla velocità e la profondità dell'acqua forniscono valori irragionevoli.

In questo contesto, ha senso pensare a delle tipologie di interventi sulla struttura dei corsi d'acqua per ridurre il valore del DMV da rilasciare. Questo approccio presenta una doppia opportunità: di conseguire una migliore efficienza ambientale delle acque rilasciate (profondità e velocità dell'acqua adatte alle esigenze degli ecosistemi) e di aumentare la produzione di energia da una fonte rinnovabile.

Va sottolineato che se viene applicato uno dei metodi biologici per definire il DMV, allora c'è la possibilità per il progettista di ridurre il valore di DMV richiesto andando a modificare la struttura fisica del corso d'acqua. Alcune tecniche ben conosciute di rinaturalazione fluviale e ingegneria naturalistica si adattano perfettamente a questo scopo. Interventi quali l'impianto di alberi sulle sponde per creare aree ombreggiate, la posa di

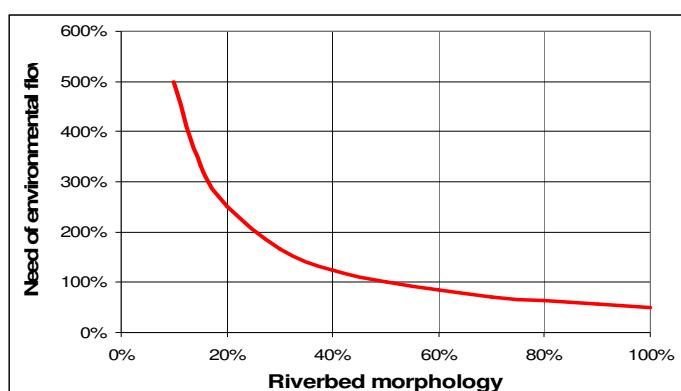
ghiaia sul letto del fiume per migliorare il substrato, il rafforzamento delle sponde attraverso l'impianto di arbusti per contrastare l'erosione, ecc, possono risultare tutti utili. L'investimento necessario per queste misure è sicuramente compensato molto rapidamente da una significativa diminuzione del DMV.

La Figura.4 (tratta da un articolo presentato dal Dr. Martin Mayo), illustra il tipo di protezione e rifugio contro l'azione della corrente, l'irraggiamento solare e i pericoli che può essere fornito ai vertebrati e agli invertebrati per mezzo di elementi sia naturali che artificiali. La presenza di cavità e rientranze sommerse garantisce un rifugio sicuro contro gli attacchi dei predatori. Inoltre, la vegetazione riparia prossima all'acqua fornisce l'ombreggiatura utilizzata dai pesci per ripararsi dal sole o per nascondersi alla vista dei predatori terrestri (va detto che il più pericoloso predatore terrestre è il pescatore di acqua dolce!). Tutti questi elementi contribuiscono a quello che, nel metodo APU (Ampiezza Utile Ponderata), è noto come coefficiente di rifugio, all'aumentare di importanza del quale può essere diminuito il valore del DMV. In questo modo si può coniugare una migliore protezione della fauna acquatica con una maggior produzione di energia.



**Figura 7.4: Sezione trasversale del letto di un fiume**

A titolo di esempio, nel seguente grafico è rappresentato il rapporto tra il deflusso minimo ambientale e la morfologia dell'alveo.



**Figura 7.5: Rapporto tra flusso naturale e morfologia dell'alveo**

Fra i tanti possibili tipi di interventi, vale la pena citare la creazione di pozze per la riproduzione dei pesci, la creazione di meandri negli alvei con piccole profondità dell'acqua per aumentare la velocità e la profondità dell'acqua in presenza di basse portate, la modifica della pendenza per aumentare la profondità delle acque concentrando in piccole cascate (30-40 cm) o brevi rampe i repentina cambiamenti di quota del fondo che ne conseguono.

La difficoltà che si incontra con questo tipo di opere è quella di rendere le modifiche permanenti, cioè resistenti alle inondazioni e alla dinamica fluviale naturale, che non deve essere sottovalutata.

Una più approfondita indagine degli effetti di alcuni parametri aggiuntivi sul calcolo del DMV (pendenza, affluenti, struttura e così via) può essere rinvenuta nel documento elaborato dall'ESHA nel contesto del Thematic Network on Small Hydroelectric Plants ed è disponibile all'indirizzo web [www.esha.be](http://www.esha.be).

#### 7.4.3.2.6 Passaggi per i pesci (pesci che risalgono la corrente)

I pesci anadromi che depongono le uova in acqua dolce, ma passano la maggior parte della loro vita nell'oceano e i pesci catadromi che depongono le uova nell'oceano e raggiungono la maturità in acqua dolce hanno bisogno di appositi passaggi per superare dighe e traverse. A seconda del tipo di pesce esistono numerose tipologie progettuali di passaggi per pesci.

Per alcune specie di pesci anadromi, come il salmone, le tecnologie di realizzazione di scale di risalita per pesci sono ormai consolidate. Secondo lo statunitense OTA 1995 (Office of Technology Assessment) non esiste un'unica soluzione progettuale per le scale di risalita.

Il progetto di una scala efficiente per uno specifico sito richiede collaborazione tra ingegneri e biologi ed una conoscenza approfondita del sito. Si è constatato inoltre che l'inefficienza delle scale di risalita è originata spesso da una manutenzione e un esercizio inadeguati della struttura.

La risalita dei pesci può essere ottenuta in diversi modi: scala per i pesci, sollevatori (ascensori o chiuse), pompe e altri metodi di trasporto. L'uso delle pompe è molto controverso. Il trasporto è usato nelle dighe molto alte ed è piuttosto inusuale nei piccoli impianti.

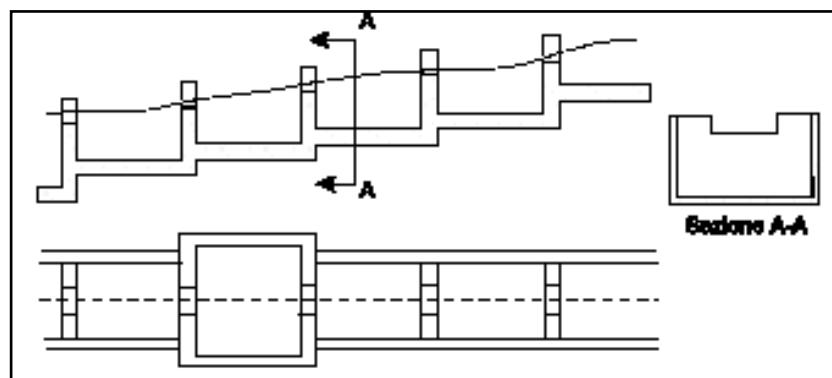
Il luogo, la specie ittica e considerazioni economiche determinano in sostanza quale sia il metodo più appropriato.

Le scale per pesci (bacini più traverse, Denil, setti verticali, ibride, etc.) possono essere progettate per soddisfare sia i pesci che nuotano sul fondo, sia quelli che nuotano in superficie, sia quelli che attraversano orifizi. Tuttavia non tutte le specie di pesci usano le scale di risalita. Per quelle che non le usano, gli elevatori e le chiuse saranno la soluzione più appropriata.

Il sistema di passaggio per pesci più comune è quello a bacini più traverse, costituita da un serie di bacini dove l'acqua scorre da bacino a bacino al di sopra di traverse rettangolari che li separano. I bacini svolgono un duplice ruolo: forniscono zone di riposo per i pesci e dissipano l'energia dell'acqua che scende lungo la scala. Le dimensioni e l'altezza dei bacini devono essere progettate in funzione dei pesci che devono transitarvi. I bacini possono essere realizzati con:

- setti dotati di fessure alla sommità o laterali, attraverso cui i pesci possono passare;
- setti con aperture sul fondo larghe abbastanza per far transitare i pesci;
- setti con fessure sulla sommità e aperture sul fondo.

I bacini con setti dotati di sole aperture sul fondo non sono di interesse pratico, poiché la loro utilità è limitata al transito dei soli pesci che passano attraverso di esse. I salmoni non ne hanno bisogno poiché saltano sopra al setto e le alose invece, per esempio, non nuotano sul fondo. Il sistema delle traverse rettangolari (**Figura 7.6**) è il più antico e presenta l'inconveniente che, quando il carico a monte varia, la portata nella scala di risalita dei pesci aumenta o diminuisce, con il risultato di avere una scala attraverso cui transitano portate troppo alte o troppo basse.



**Figura 7.6: Sistema a traverse rettangolari**

Inoltre questo tipo di scale favorisce l'accumulo di materiale e deve essere provvisto di aperture sul fondo per lo sghiaiamento. La fotografia 7.13 mostra una di queste scale di costruzione rustica progettata per il passaggio dei salmoni in un fiume delle Asturie (Spagna).



**Foto 7.13: Passaggio per pesci di costruzione rustica**

La fotografia 7.14 mostra una scala con fessure verticali e aperture sul fondo che solitamente fornisce buoni risultati. La forma e la disposizione dei setti sono mostrati schematicamente ed in prospettiva nella figura 7.7; la larghezza dei bacini, per lunghezze comprese tra 1,8 m e 3,0 m varia tra 1,2 m e 2,4 m. Il dislivello tra i bacini è dell'ordine di

25-40 cm. Le alose richiedono dislivelli non superiori a 25 cm. In linea di principio, le dimensioni e i dislivelli dipendono dalle specie a cui il sistema è dedicato. Esistono poi dei software<sup>7</sup> in grado di ottimizzare la larghezza e le dimensioni dei bacini, il dislivello tra i bacini e il carico idraulico.



Foto 7.14: Scala con fessure verticali

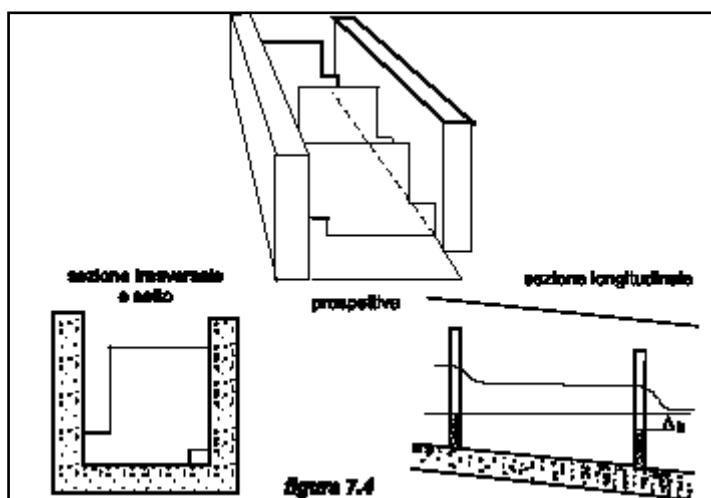


Figura 7.7: Sezione schematica dei setti

Le scale per pesci a fessure verticali (figura 7.8) sono molto utilizzate negli Stati Uniti, ma non sono molto diffuse in Europa<sup>8</sup>. Attraverso la fessura verticale del setto passano sia i pesci che materiale trasportato. Il modello standard ha bacini di 2,5 m di larghezza e 3,3 m di lunghezza, con fessure larghe 30 cm. I sostenitori di questo tipo di scala ne esaltano la stabilità del regime idraulico anche con notevoli variazioni di portata.

La scala Denil (Foto 7.15) è ripida ed è costituita da uno stretto scivolo con dei setti sul fondo e sui lati posti ad intervalli regolari come illustrato nella figura 7.9. I setti dissipano l'energia garantendo una bassa velocità della corrente, in modo tale che i pesci possono risalirla facilmente.

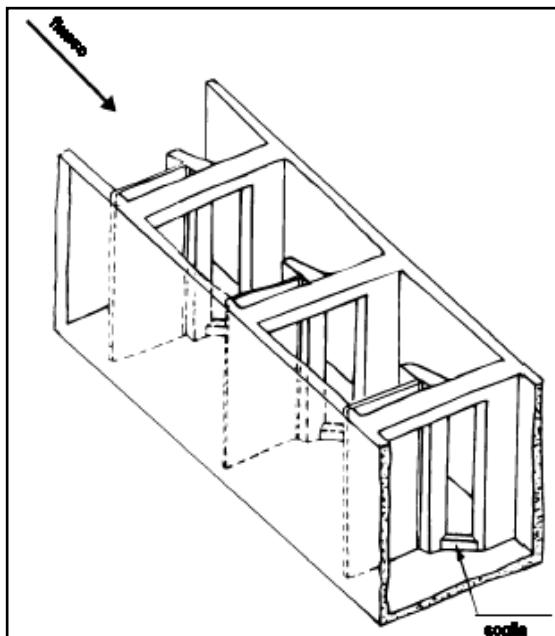
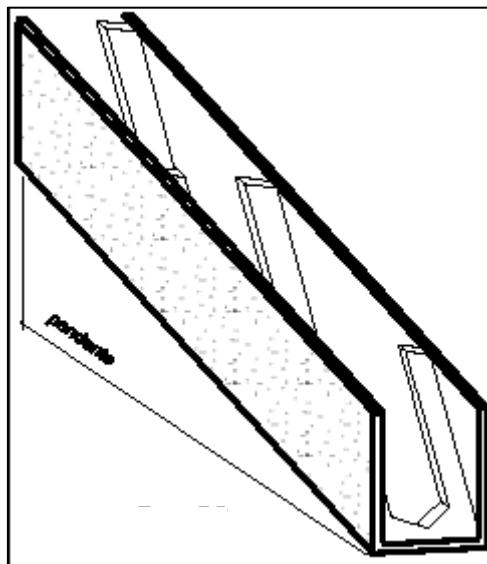


Foto 7.15 Scala Denil

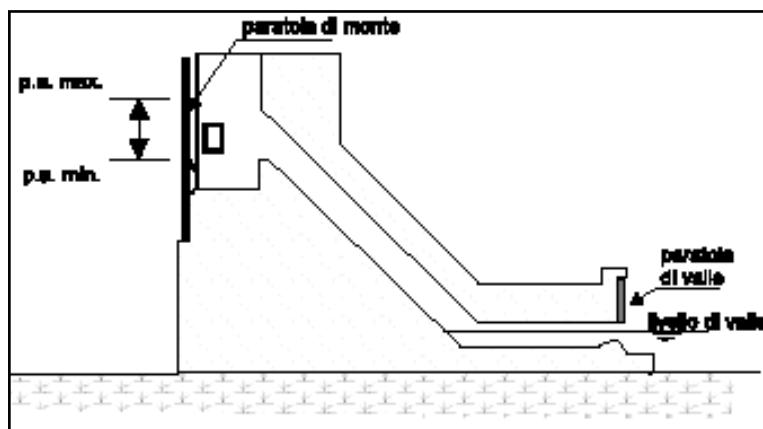
Questa sua caratteristica consente alle scale Denil di essere utilizzate per pendenze fino a 1:5. Esse inoltre inducono nella corrente una turbolenza che attrae molte specie di pesci, molto più che non le scale a bacini più traverse e non risentono molto delle variazioni di livello dell’acqua.

Ogni due metri di dislivello nelle scale Denil devono prevedersi dalle aree di sosta e di riposo.



**Figura 7.9 Scivolo e setti di una scala Denil**

La chiusa Borland (figura 7.10) è una soluzione relativamente economica per trasferire i pesci dalla restituzione al bacino di carico in uno sbarramento di media altezza. Il pesce risale per una breve scala fino alla camera alla base della chiusa. A questo punto l'imbocco della camera viene chiuso e il pozzo che sale dall'imbocco fino alla sommità della diga viene riempito dall'acqua che dal bacino di carico scende attraverso la camera di sommità della chiusa. Una volta riempito, i pesci, che sono attirati da questo flusso, hanno ormai raggiuntoli livello del bacino di carico nel quale possono uscire nuotando.

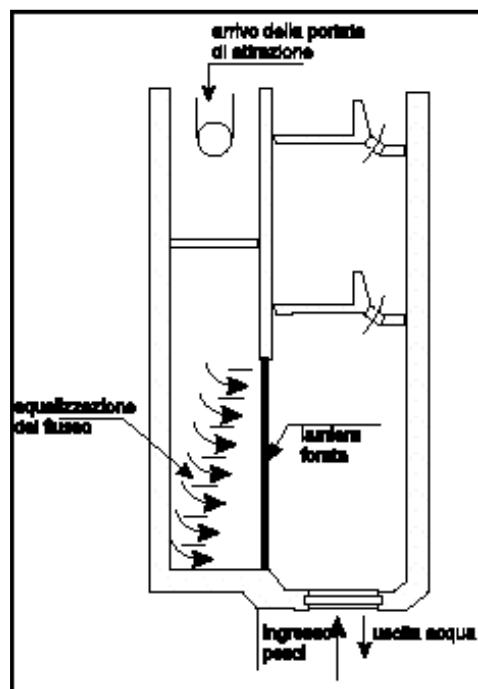


**Figura 7.10: Vista in sezione della chiusa Borland**

In dighe più alte, la miglior soluzione è installare ascensori appositamente progettati. In Francia EDF ha una significativa esperienza al riguardo. L'ascensore di Golfech, per esempio, quando venne messo in servizio nel 1989 rese possibile il passaggio di 20 tonnellate di alose (circa 66.000 individui) che erano rimaste bloccate alla base della diga. La sola possibile soluzione alternativa sarebbe stata quella di catturare il pesce alla base e trasportarlo a monte cercando di non danneggiarlo. Questi dispositivi sono dettagliatamente descritti in bibliografia<sup>3</sup>. Quel che serve è un piccolo passaggio per istradare il pesce dalla restituzione alla base dell'ascensore. Qui un dispositivo meccanico raggruppa il pesce in una tramoggia e lo carica su un autocarro. Talvolta la tramoggia li

trasporta mediante una teleferica direttamente al di sopra della diga, dove sono scaricati nel bacino.

L’elemento più importante di un passaggio per pesci, ed anche il più difficile da progettare per ottenere la massima efficienza, è il sistema di attrazione dei pesci. Esso deve condurre il pesce verso la base del passaggio e deve essere progettato in modo da sfruttare la tendenza dei pesci migratori ad indirizzarsi verso forti correnti, ma ad evitarle se sono troppo violente. La corrente deve quindi essere abbastanza forte da attirare il pesce lontano dagli scaricatori di superficie e dai canali di restituzione. La velocità ideale dell’acqua all’imbocco dei passaggi varia da pesce a pesce, ma per salmoni e trote sono accettabili velocità da 2 a 3 m/s. La mancanza di un buon sistema di attrazione può causare ritardi nella migrazione, perché il pesce si confonde e continua a girare in tondo alla ricerca dell’imbocco. Se necessario l’acqua deve essere pompata da valle, ma di solito quella che viene da monte e che transita attraverso il dispositivo di risalita è sufficiente. Per i salmoni la velocità di attrazione dovrebbe essere mantenuta tra 1 m/s e 2 m/s, sebbene, nel caso in cui l’acqua sia troppo fredda (meno di 8 °C) o troppo calda (più di 22 °C) la velocità debba essere ridotta, perché il pesce si affatica e non salta. L’acqua può essere immessa direttamente nell’imbocco, senza che debba attraversare tutto il passaggio (Figura 7.11).



**Figura 7.11: Sistema di attrazione ad acqua**

L’imbocco del passaggio dovrebbe collocarsi vicino alla traversa, poiché i salmoni tendono a cercare l’imbocco aggirando gli ostacoli. Negli impianti a bassa caduta l’imbocco va collocato sulla sponda vicina alla centrale, come schematicamente illustrato in Figura 7.13 ed evidenziato nella fotografia 7.16.

Lo sbocco del passaggio non deve essere posto vicino allo scaricatore di superficie, dove il pesce rischia di essere ricacciato a valle dello sbarramento, e nemmeno in zone di acqua morta, dove il pesce potrebbe rimanere intrappolato. I passaggi per i pesci devono infine essere protetti dalla pesca di frodo o cintandoli con reti metalliche o coprendoli con lamiere d’acciaio.

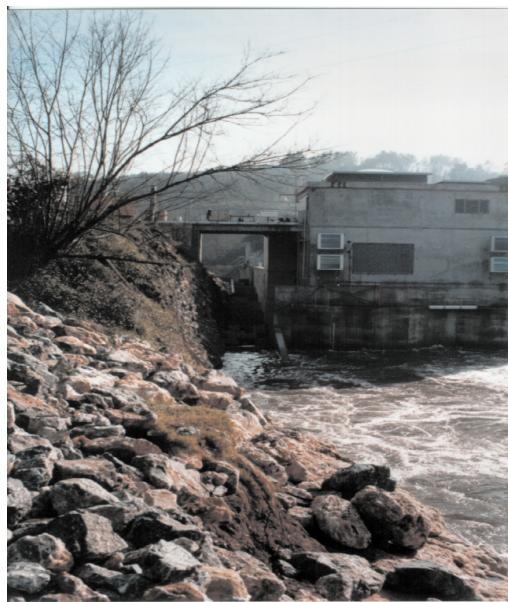


Foto7.16: Centrale con passaggio per pesci

L’uso delle pompe per fare risalire le dighe ai pesci è controversa e ampiamente di tipo sperimentale. Questa tecnologia è utilizzata nell’acquacoltura per trasferire il pesce vivo. Alcuni tipi di pompe sono già in commercio ed altri nuovi sono in fase di perfezionamento. Il pompaggio può causare al pesce ferite e desquamature a causa dell’affollamento nei condotti.

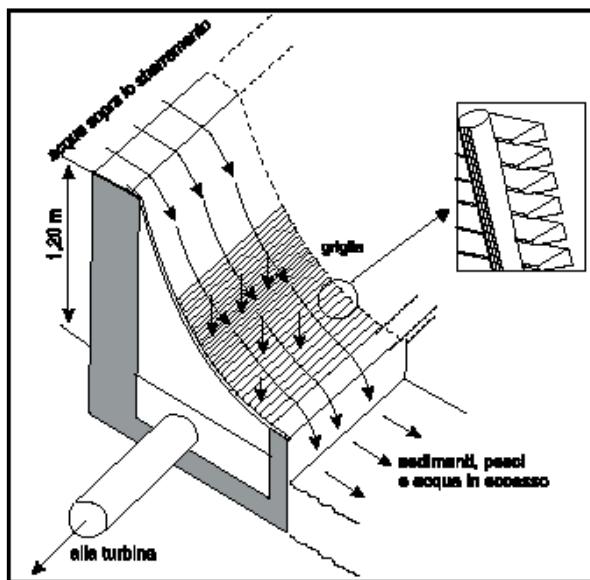
#### 7.4.3.2.7 Passaggi per pesci (pesci che discendono la corrente)

In passato la fauna ittica che discendeva la corrente passava attraverso la turbina. La mortalità connessa con questo sistema varia da pochi punti percentuali fino al 40% a seconda del tipo di turbina e soprattutto della velocità periferica della girante. Nelle turbine Francis, aumentando la velocità periferica della girante da 12 a 30 m/s si provoca un aumento della mortalità dal 5 al 35%. Le turbine Francis, a causa delle loro caratteristiche costruttive, provocano mortalità superiori alle Kaplan. Le turbine a bulbo riducono la mortalità a meno del 5%<sup>9</sup>.

In apparenza il salto non è un fattore determinante. Una turbina che lavora con un salto di 12 metri induce la stessa mortalità di una con salto 120 metri. L’altezza della girante rispetto al pelo acqua di valle è invece un fattore molto importante, a prescindere dagli effetti di cavitazione. Più una turbina è efficiente, minore è la mortalità che causa. Di conseguenza una turbina che lavora alla massima portata è fonte di minor mortalità rispetto ad una che è parzializzata. Le principali cause di mortalità sono le ferite provocate dall’impatto contro elementi solidi (pale del distributore o della turbina), l’esposizione a pressioni inferiori a quella atmosferica e gli effetti di taglio che si producono all’incontro di flussi ad alta velocità e con direzione opposta.

Recentemente per proteggere i pesci è stata messa a punto una innovativa griglia di presa statica autopulente, che non richiede energia per il proprio funzionamento. Essa sfrutta l’effetto Coanda<sup>10</sup>, un fenomeno manifestato da un fluido dove il flusso tende a seguire la superficie di un corpo solido posto sulla sua traiettoria. Inoltre le barre della griglia con

sezioni a V sono inclinate rispetto alle barre di supporto producendo così brusche deviazioni, che causano azioni taglienti lungo la superficie della griglia (figura 7.12).



**Figura 7.12: Schema di una griglia con effetto Coanda**

L'acqua entra nell'impianto attraverso le fessure della griglia, che sono solitamente larghe 1 mm. Il 90% dei solidi sospesi, la cui velocità viene aumentata transitando sullo scivolo, passa sopra la griglia ed in questo modo viene garantita un'eccellente protezione della turbina. La fauna ittica non rischia di entrare nella griglia. Infatti la superficie molto liscia delle barre in acciaio inox della griglia fornisce un ottima via di passaggio per i pesci. La griglia può derivare fino a 250 l/s per metro lineare di griglia. Un inconveniente di questo tipo di griglia è che essa richiede circa 1 m -1,20 m di salto per consentire all'acqua di passare sopra la parte a schiena d'asino ed entrare nel canale derivatore sottostante, cosa che può renderla non conveniente sui bassi salti. La Fotografia 7.17 mostra la griglia Coanda<sup>11</sup>.



**Foto 7.17: Griglia Coanda in funzione**

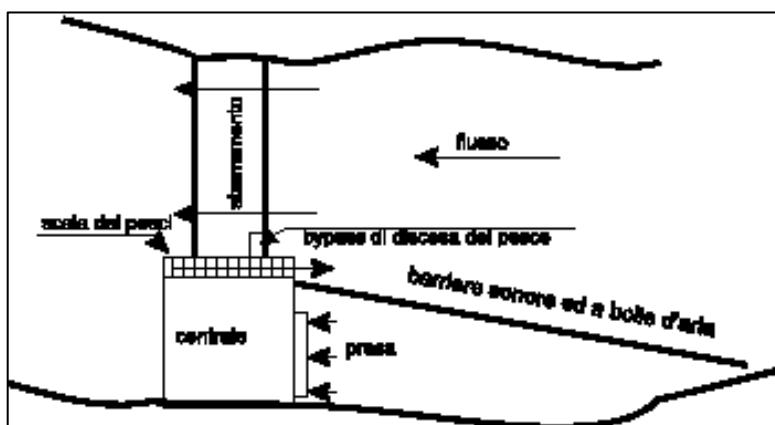
#### 7.4.3.2.8 Sistemi di guida comportamentali

I sistemi di guida comportamentali ed una gran varietà di tecnologie alternative per deviare o attrarre a valle i pesci migratori sono stati recentemente oggetto di studio da parte dell'EPRI (Electric Power Research Institute). Queste tecnologie comprendono l'uso di luci stroboscopiche per allontanare i pesci, luci al mercurio per attrarli, un dispositivo di generazione acustica noto come "martello" per sviarli, così come tutta una serie di sistemi di guida basati su dispositivi elettrici. Non è ancora stato dimostrato che questi sistemi siano affidabili. I sistemi di guida comportamentale sono specifici del sito e della specie ittica e sembra improbabile che possano dare buoni risultati come le griglie fisse in un altrettanto ampio intervallo di condizioni idrauliche<sup>12</sup>.

Gli schermi di tipo comportamentale funzionano utilizzando la risposta naturale del pesce a uno stimolo per deviare il pesce lontano dallo stimolo stesso. Sono stati testati un certo numero di sistemi comportamentali e i sistemi acustici sono risultati per essere i più efficaci. Affinché i pesci siano respinti da un segnale acustico, il livello sonoro di tale segnale deve essere sufficientemente elevato da provocare una reazione, tenuto conto del livello del rumore di fondo. Il rumore di fondo è questione importante, in particolare quando i sistemi acustici sono posizionati vicino ai macchinari sommersi, quali pompe e turbine. I tipi di segnale che si sono dimostrati più efficaci in tutte le applicazioni si basano su onde acustiche generate artificialmente, che variano ciclicamente in modo rapido in ampiezza e frequenza, riducendo così la possibilità di assuefazione da parte dei pesci. Una cosa simile a quello che accade agli esseri umani quando si trovano in prossimità di una sirena di polizia o di una ambulanza. Ci si sente semplicemente a disagio, e ci si allontana! L'allontanamento di solito è la migliore soluzione, e così i pesci si spostano rapidamente lontano da una fonte di pericolo (ad esempio la presa) verso una corrente sicura.

Il BAFF (*Bio-Acosutic-Fish-Fence* - Difesa Bio-Acistica per Pesci) produce una sorta di "muro sonoro subacqueo" utilizzando aria compressa per generare un cortina continua di bolle, in cui viene iniettato e intrappolato un suono a bassa frequenza (variabile tra i 50 e 500 Hertz). Sebbene all'interno della cortina di bolle si definiscono delle linee di livello sonoro molto elevato (almeno 160 decibel), i livelli di rumore sono trascurabili già a pochi metri di distanza da essa. Circoscrivendo la cortina sonora ad un'area limitata, il sistema consente ai pesci di comportarsi normalmente in tutto il resto dell'invaso o del fiume. La Figura 7.13 illustra la disposizione di un sistema di trasduttori acustici subacquei, che trasmettono il loro suono attraverso una cortina di bolle che si sollevano per creare un muro sonoro che guida il pesce al di fuori del percorso lungo cui è posta la turbina.

Come dichiarato dal Sig. Turpenny del Fawley Aquatic Research Laboratories Ltd U.K. "lo svantaggio dei sistemi a schermo comportamentale, rispetto alle griglie meccaniche convenzionali, è che questi non intercettano il 100% di pesce, mentre le griglie meccaniche con aperture sufficientemente piccole possono farlo. L'efficienza tipica dei sistemi a barriere comportamentali varia dal 50% al 90%, a seconda del tipo e delle caratteristiche ambientali e dell'impianto. La maggior parte dei pesci che oltrepassa la barriera ha alta probabilità di proseguire e passare attraverso la turbina, rischiando così di ferirsi".



**Figura 7.13 Barriera Bio-Acustica per Pesci**

Devono essere realizzati anche dei by-pass che consentano ai pesci di allontanarsi dalla zona di fronte alla barriera fisica e ritornare nel corso d'acqua.

Le griglie poste all'imbocco della presa non richiedono alcun *by-pass*, poiché il pesce è trascinato dal flusso dell'acqua di nuovo nel fiume attraverso lo scaricatore di superficie, che è meno pericoloso delle turbine anche se può comunque provocare ferite. Sorprendentemente gli scaricatori alti non sono più pericolosi di quelli bassi. La velocità finale, come dimostrato dal lancio di salmoni dagli elicotteri in un bacino, viene raggiunta dopo circa 30 metri di caduta, dopodiché rimane costante. Eicher cita uno scaricatore di superficie sperimentale, a forma di trampolino da sci, che scaglia i pesci in caduta libera in un bacino 80 m più in basso con un tasso di mortalità ridotto quasi a zero.

Quando la griglia per i pesci è posta nell'opera di presa a valle dell'imbocco è necessario prevedere un *by-pass* per far ritornare i pesci nel fiume. In base alle caratteristiche comportamentali dei pesci migratori che discendono la corrente, non ci si può aspettare che il pesce risalga per trovare l'imbocco del *by-pass*. Quest'ultimo quindi deve essere posizionato all'estremità di valle della griglia, nell'ipotesi che essa sia inclinata nel verso della corrente. I pesci sono spesso riluttanti ad entrare attraverso piccole aperture; pertanto si raccomanda la realizzazione di aperture di almeno 45 cm, specialmente se si ha a che fare con giovani salmonidi. È preferibile a questo scopo che la larghezza dell'imbocco del *by-pass* possa essere regolabile, inserendo piastre metalliche che riducono la dimensione dell'apertura ove necessario. Il progetto dell'imbocco del *by-pass* deve prevedere una leggera accelerazione del flusso senza brusche contrazioni, espansioni o curve.

Per riportare il pesce nel fiume, il condotto che va dall'imbocco del *by-pass* al fiume può essere sia a pelo libero sia in pressione. I pesci non amano entrare in condotti con brusche variazioni di luce e pertanto i canali a pelo libero sono più adatti a questo scopo. Le pareti del *by-pass* devono essere molto lisce per evitare ferite: PEAD e PVC sono pertanto materiali eccellenti per realizzare i condotti di *by-pass*.

Devono essere evitati anche i bruschi cambiamenti di sezione, cui sono associati turbolenze e variazioni di pressione. Nei condotti in pressione non si deve scendere sotto la pressione atmosferica, perché ciò può ferire od anche uccidere il pesce. Il trascinamento d'aria dentro i condotti in pressione è fonte di turbolenza e di fluttuazione nella concentrazione di gas, fino a condizioni di sovrasaturazione che sono pericolose per il pesce. Le velocità dell'acqua nel *by-pass* non devono essere troppo diverse da quelle del

corso d'acqua ricettore, per non creare sforzi di taglio che possano ferire il pesce: a questo scopo si raccomandano velocità prossime a 0,8 m/s:

#### 7.4.3.3 Impatti sul territorio

I canali a pelo libero possono talvolta rappresentare un ostacolo al passaggio degli animali. Per evitare questi problemi attualmente i canali sono interamente interrati ed rinverditi, in modo da non rappresentare più una barriera fisica. D'altro canto c'è chi sostiene che l'interramento delle strutture di conduzione dell'acqua rappresenti una perdita di habitat acquatici sotto numerosi aspetti. Viene inoltre riferito che talvolta gli animali selvatici possono cadere in un canale aperto senza alcuna possibilità di uscirne a causa della sezione rettangolare dei canali, ma alcune strutture a scaletta possono risolvere efficacemente il problema a basso costo. Le altre strutture legate alla realizzazione di piccoli impianti idroelettrici non provocano impatti ecologici degni di nota.

#### 7.4.3.4 Materiale sgrigliato

Quasi tutte le piccole centrali idroelettriche sono dotate di uno sgrigliatore (macchina per la pulizia delle griglie) che rimuove dall'acqua il materiale per evitare che entri nei condotti di adduzione all'impianto e danneggi le apparecchiature elettromeccaniche o ne riduca le prestazioni. Ogni anno tonnellate di materiale (tipicamente sacchetti di plastica, bottiglie, lattine e altri oggetti umani così come carcasse, foglie e detriti naturali che si rinvengono in acqua) vengono rimosse dal corso d'acqua.

In molti paesi il materiale, anche organico (foglie, rami e così via), una volta rimosso dal fiume, diventa automaticamente il rifiuto. In questo caso, non può essere rigettato in acqua, ma deve essere correttamente smaltito spesso a costi molto elevati.

Stando così le cose, è evidente che i piccoli impianti idroelettrici svolgono un ruolo fondamentale nella pulizia dell'ambiente fluviale. Spesso questo beneficio per il fiume non viene riconosciuto, ma rappresenta chiaramente un impatto positivo delle piccole centrali idroelettriche e dovrebbe essere tenuto in debita considerazione. Adequate misure di sostegno dovrebbero essere messe in atto per ridurre gli oneri economici relativi a questa attività a carico delle piccole centrali idroelettriche (ad esempio, riducendo la tassa di smaltimento dei rifiuti o consentendo un trattamento diverso per il materiale organico e quello non organico).

### 7.5 Impatti delle linee elettriche

#### 7.5.1 Impatto visivo

Le linee elettriche fuori terra hanno un impatto negativo sul paesaggio. Quest'impatto può essere mitigato adattando le linee al paesaggio o, in casi estremi, interrandole.



**Foto 7.18 Impatto visivo di una sottostazione all'aperto**

La soluzione tecnica ed economica ottimale per il tracciato delle linee elettriche è quella che crea l'impatto negativo maggiore dal punto di vista estetico. Per ottenere la distanza ottimale dal suolo, i tralicci sono posizionati in cima alle colline, venendo così a costituire un elemento fortemente dominante del paesaggio. Rendendo minimo il numero di curve lungo il tracciato si ridurranno i tralicci, sia quelli d'angolo che quelli normali, e perciò si ridurrà il costo della linea. Se realizzati senza alcuna considerazione per il terreno ed il paesaggio, sia i tracciati con molte curve, sia quelli rettilinei sono esteticamente sgradevoli.

Nelle aree montane sensibili dove vengono realizzati gli impianti, le linee elettriche possono dominare il paesaggio e perciò rovinare la bellezza dello scenario. Bisogna sottolineare che le linee elettriche esistono indipendentemente dagli impianti idroelettrici. I paesi, anche se sono posti in alta montagna, hanno bisogno dell'elettricità per rendere la vita vivibile, e l'elettricità, a meno che non sia prodotta con sistemi fotovoltaici, richiede linee di trasmissione. E' vero però che disponendo le linee ponendo attenzione alla fisionomia del paesaggio e con un attenta progettazione dei tralicci, l'impatto può essere in qualche misura mitigato. In certi casi, come nell'impianto Cordiñanes, sia i trasformatori che le linee sono state celate alla vista del pubblico, ma è una soluzione costosa che può essere prevista solo se l'impianto è molto remunerativo.

#### 7.5.2 Impatto sulla salute

Oltre all'intrusione visiva, c'è chi rifiuta di camminare sotto le linee elettriche a causa dei presunti rischi per la salute dovuti ai campi elettromagnetici. A parte il fatto che questo rischio viene percepito solo nel caso delle linee ad alta tensione, e non è il caso dei piccoli impianti idroelettrici, dopo alcuni anni di indagini contraddittorie non si è ancora giunti ad alcun risultato certo.

### 7.6 Conclusioni

Negli ultimi due decenni l'enorme numero di nuovi impianti realizzati dimostra che, anche in condizioni ambientali molto restrittive, è possibile la pacifica e sostenibile convivenza

delle piccole centrali idroelettriche con l'ambiente. Nel settore del piccolo idroelettrico è molto più facile venire incontro alle esigenze ambientali rispetto al settore del grande idroelettrico, dove gli aspetti tecnici sono meno flessibili. Sebbene lo sfruttamento dell'idroelettrico minore non è in linea di principio privo di implicazioni ambientali, la vasta gamma di efficaci misure di mitigazione offre ai progettisti responsabili, illuminati ed esperti ottimi approcci da adottare. Il piccolo idroelettrico e la protezione dell'ambiente non sono una contraddizione, ma una straordinaria e appassionante sfida.

<sup>1</sup>

Autori: Bernhard Pelikan (ÖVFK), Luigi Papetti (Studio Frosio) e Celso Penche (ESHA)

<sup>2</sup>

European Commission - "Externalities of Energy - Volume 6 Wind and Hydro" EUR 16525 EN

<sup>3</sup>

S. Palmer. "Small scale hydro power developments in Sweden and its environmental consequences". HIDROENERGIA 95 Proceedings. Milano

<sup>4</sup>

F. Monaco, N. Frosio, A. Bramati, "Design and realisation aspects concerning the recovery of an energy head inside a middle European town" HIDROENERGIA 93, Munich

<sup>5</sup>

J. Gunther, H.P. Hagg, "Vollständig Überflutetes Wasserkraftwerk Karlstor/Heidelberg am Neckar", HIDROENERGIA 93, Munich

<sup>6</sup>

European Commission - "Externalities of Energy - Volume 6 Wind and Hydro" EUR 16525 EN.

<sup>7</sup>

Santos Coelho & Betamio de Almeida, "A computer assisted technique for the hydraulic design of fish ladders in S.H.P." HIDROENERGIA 95, Munich

<sup>8</sup>

J Osborne . New Concepts in Fish Ladder Design (Four Volumes), Bonneville Power Administration, Project 82-14, Portland, Oregon, 1985

<sup>9</sup>

Department of Energy, Washington, USA. "Development of a More Fish-Tolerant Turbine Runner" (D.O.E./ID.10571)

<sup>10</sup>

Dulas Ltd. Machynllyth, Powys, Wales SY20 8SX. e-mail dulas@gn.apc.org "Static screening systems for small hydro". HIDROENERGIA97 Conference Proceedings, page 190

<sup>11</sup>

James J. Strong. "Innovative static self-cleaning intake screen protects both aquatic life and turbine equipment" HYDRO88 Conference papers.

<sup>12</sup>

D.R. Lambert, A. Turpenny, J.R. Nedwell "The use of acoustic fish deflection systems at hydro stations", Hydropower & Dams Issue One 1997

## CAPITOLO 8. ANALISI ECONOMICA

8. ANALISI ECONOMICA <sup>1</sup> .....	236
8.1 Introduzione.....	236
8.2 Considerazioni generali .....	236
8.3 Valore del denaro nel tempo.....	238
8.4 Metodi di valutazione economica.....	242
8.4.1 Metodi statici .....	242
8.4.1.1 Metodo del Payback .....	242
8.4.1.2 Metodo del ritorno dell'investimento .....	242
8.4.2 Metodi dinamici.....	243
8.4.2.1 Metodo del Valore Attuale Netto ,VAN (Net Present Value, NPV)....	243
8.4.2.2 Rapporto Benefici/Costi .....	245
8.4.2.3 Metodo del Tasso Interno di Rendimento (TIR) .....	245
8.4.3 Esempi .....	245
8.4.3.1 Esempio A .....	245
8.4.3.2 Esempio B .....	249
8.4.3.3 Analisi finanziaria di alcuni impianti europei .....	251
8.5 Tariffe ed incentivi .....	253

## ELENCO FIGURE

Figura 8.1: Costo specifico per capacità installata .....	237
Figura 8.2: Costi di investimento per capacità installata per specifici valori di salto .....	237
Figura 8.3: Costi di investimento chiavi in mano secondo ESTIR per le piccole centrali idroelettriche .....	238

## 8. ANALISI ECONOMICA<sup>1</sup>

### 8.1 Introduzione

L’investimento in un piccolo impianto idroelettrico comporta delle spese e procura degli introiti distribuiti lungo tutta la vita utile del progetto. Le uscite sono costituite da una componente fissa – il costo del capitale, le assicurazioni, le tasse diverse da quelle sui redditi, etc.- e da una componente variabile – le spese d’esercizio e manutenzione, i salari dei dipendenti, le tasse sui redditi. Al termine della vita dell’impianto, sia essa dovuta allo scadere della concessione o a limiti tecnici, il valore residuo sarà di solito positivo, sebbene talune procedure amministrative prevedano il subentro dello Stato nella proprietà dell’impianto. L’analisi economica consiste in una comparazione tra i costi e i benefici, che consente all’investitore di scegliere in modo consapevole se sviluppare un progetto o abbandonarlo. Tale strumento consente anche di compiere una scelta tra differenti progetti, in modo da investire in quello che garantisce il miglior ritorno economico.

Da un punto di vista economico un impianto idroelettrico differisce da un impianto termoelettrico convenzionale per il fatto che il suo costo di investimento specifico (€/kW) iniziale è molto più alto, ma i costi di esercizio sono estremamente più bassi, dal momento che non presenta un costo per l’approvvigionamento del combustibile.

L’analisi economica può essere condotta in termini reali, includendo l’effetto dell’inflazione, oppure in termini nominali, non tenendone conto. Di fatto lavorare in termini nominali (a moneta costante) ha il vantaggio di rendere l’analisi indipendente dal tasso di inflazione. Con questo metodo è più facile fare valutazioni economiche: infatti, dal momento che i flussi di cassa sono attualizzati al presente, è più semplice valutare il valore complessivo dell’investimento. Se c’è ragione di credere che qualche fattore evolverà in maniera diversa dall’inflazione, questo deve essere trattato con un tasso di inflazione differenziale. Per esempio, se assumiamo che le tariffe elettriche cresceranno due punti percentuali in meno dell’inflazione, mentre gli altri fattori rimarranno costanti, nell’analisi economica il prezzo dell’energia dovrà mostrare una riduzione del 2 % all’anno.

### 8.2 Considerazioni generali

La stima del costo d’investimento costituisce il primo passo di una valutazione economica. In prima istanza la stima può essere basata sul costo d’impianti simili<sup>12</sup>. L’IDAE (Instituto para la Diversificacion y Ahorro de Energia, Spagna) in una sua recente pubblicazione “Minicentrales Hidroelectricas<sup>2</sup>”, analizza il costo dei diversi componenti di un impianto: sbarramento, presa, canale, condotta forzata, centrale, turbine e generatori, trasformatori e linee elettriche. Anche Fonkenelle ha pubblicato dei nomogrammi, ma solo per impianti a bassa caduta<sup>3</sup>. Il Dipartimento Nazionale Spagnolo dell’Acqua e dell’Energia Elettrica (DNAEE), ha elaborato un software, FLASH, per gli studi di fattibilità di piccoli impianti<sup>4</sup>. Esiste un certo numero di pacchetti software a disposizione per l’analisi di un potenziale sito. Pacchetti per PC come HydrA<sup>5</sup> e Hydrosoft<sup>6</sup> sono disponibili sul Web e spesso possono essere scaricati liberamente. Alcuni di questi programmi sono adatti solo a particolari regioni o paesi, mentre altri sono più generici. Il Software RETScreen<sup>7</sup> per analisi di pre-fattibilità è un programma generico, disponibile gratuitamente on-line con un manuale. Esso consente agli utenti di elaborare una valutazione preliminare della produzione annua di energia, dei costi e della sostenibilità finanziaria di un progetto.

Sebbene accertare che un sito abbia una potenzialità tecnica sia fondamentale, la chiave del successo di qualsiasi iniziativa è realizzare un'analisi economica del un sito che fornisca una precisa indicazione dei costi di investimento richiesti. Nel corso di questa analisi, un elemento essenziale da considerare è la stima del costo per kW del sito.

Nel suo resoconto sul programma THERMIE a HIDROENERGIA '97, H. Pauwels della DGTREN (precedentemente DGXVII) ha sintetizzato i dati degli impianti presentati nell'ambito del suddetto programma, correlando il costo di investimento in ECU/kW installato per diversi intervalli di potenza e di salto. Forse non sorprendentemente, due elementi emergono chiaramente da questo grafico: i costi aumentano al diminuire del salto e, in modo simile, i costi aumentano anche al diminuire della taglia dell'impianto. La conclusione è che le piccole centrali (meno di 250kW), con salti limitati (meno di 15m) presentano i costi relativi più elevati per impianto.

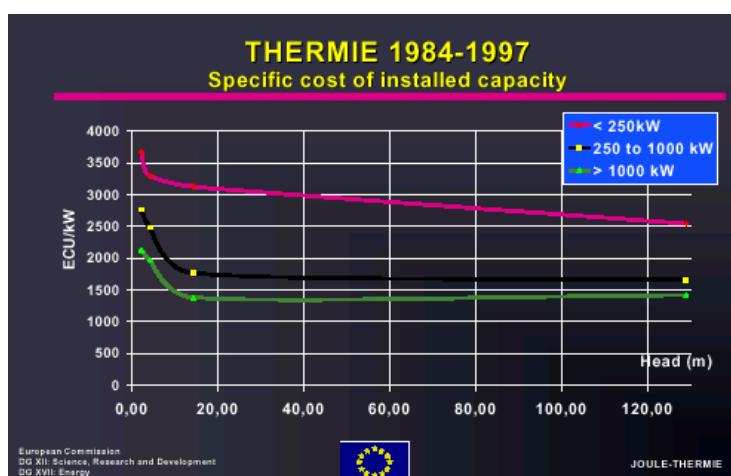


Figura 8.1: Costo specifico per capacità installata

A HIDROENERGIA '97 è stato presentato anche un software, "Hydrosoft", che include una serie di curve che correlano il costo di investimento in ECU/kW e la potenza installata (tra 100 kW e 10 MW) per impianti a bassa caduta con 2, 3, 4 e 5 m di salto.

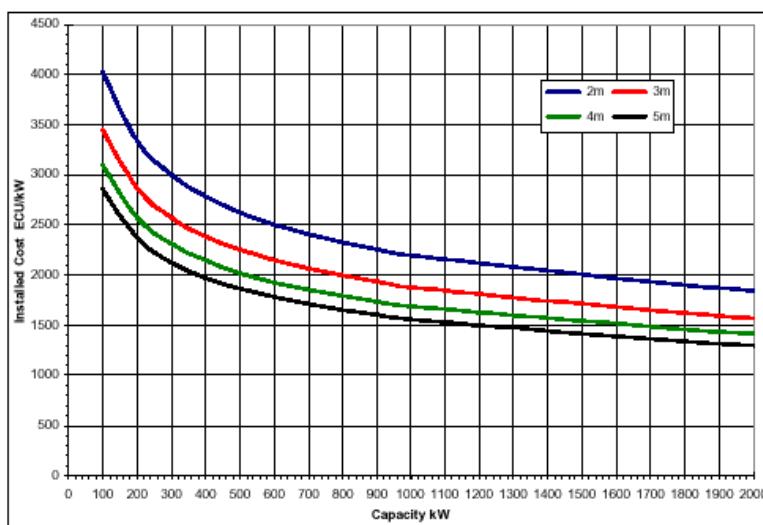
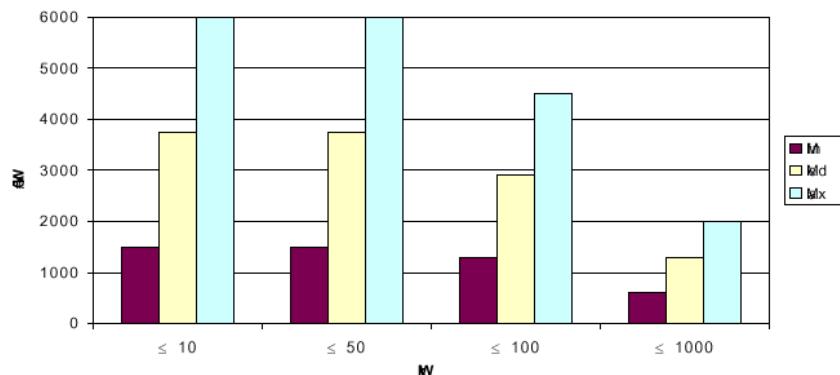


Figura 8.2: Costi di investimento per capacità installata per specifici valori di salto

Alcuni dati più recenti tratti da ESTIR<sup>8</sup> (Dicembre 2002) mostrano i costi di investimento specifici per piccole centrali idroelettriche in relazione alla taglia dell'impianto, ma non considerano il salto. Questi costi oscillano all'interno di un intervallo e sono illustrati di seguito.



**Figura 8.3: Costi di investimento chiavi in mano secondo ESTIR per le piccole centrali idroelettriche**

Queste cifre suggeriscono per gli impianti di piccola taglia il costo di investimento può raggiungere, nei casi estremi, i 6000 €/kW. In ogni caso, dal momento che è essenziale elaborare una stima dei costi per l'analisi economica, è necessario predisporre anche un progetto preliminare dei principali componenti dell'impianto. Sulla base di questo progetto si possono ottenere dai fornitori dei prezzi di massima dei materiali. Tali prezzi non possono essere considerati definitivi fino a quando non si arrivano a definire le specifiche tecniche e i tempi di consegna in un capitolato d'appalto. Questo avverrà in seguito, durante la fase di progettazione definitiva e di richiesta d'offerte. Non bisogna dimenticare che per un impianto allacciato alla rete si dovrà tenere conto anche dei costi relativi alla linea di connessione, perché in base a diverse normative nazionali questa deve essere realizzata a spese del costruttore dell'impianto, sebbene di solito diventi poi di proprietà del gestore della rete. Un impianto costruito vicino al punto di connessione alla rete sarà sempre meno caro di uno realizzato lontano da questo. Lo stesso ragionamento può essere applicato alle linee telefoniche. In un impianto non presidiato viene spesso impiegata una linea telefonica per trasmettere misure e segnali di allarme, anche se talvolta può essere più economico usare la linea elettrica stessa, per stabilire un collegamento radio, oppure utilizzare la rete di telefonia cellulare, a condizione che vi sia una copertura sufficiente.

### 8.3 Valore del denaro nel tempo

Il “valore del denaro nel tempo” è il concetto secondo cui un Euro ricevuto oggi vale più di un euro ricevuto in un qualsiasi momento futuro, perché l'euro ricevuto oggi può essere investito per ottenere degli interessi. L'analisi del valore del denaro nel tempo in genere è basata sulla relazione tra una certa somma di denaro, un certo periodo di tempo e un certo tasso di interesse composto. Un progetto d'investimento prevede entrate ed uscite che si verificano in momenti diversi. In ogni analisi economica ci sono sempre due variabili, il tempo ed il denaro. Una certa quantità di denaro spesa o incassata in un certo momento ha un valore differente se spesa o incassata in un altro momento. Infatti il denaro può essere investito per un certo periodo di tempo con la garanzia di un certo guadagno. Il termine

“valore attuale” (Present Value – PV) definisce il valore nel presente di una certa somma di denaro o di un costo futuri valutati con un certo tasso di interesse.

Per determinare il valore attuale (PV) di una futura somma di denaro o il valore futuro (FV), scontato di un determinato tasso di interesse "r" (chiamato anche tasso di sconto), per un certo numero di anni "n", viene utilizzata la seguente formula:

$$PV_0 = \frac{FV_n}{(1+r)^n} = \frac{1}{(1+r)^n} FV_n \quad (8.1)$$

(8.1)

Il termine  $1 / (1 + r)^n$  è chiamato "fattore di sconto" (Present Value Factor - PVF). La Tabella 8.1 fornisce il valore di questo fattore per diversi tassi di interesse e periodi di tempo. Pertanto, dato un tasso di sconto  $r$ , il costo  $C_n$  (o il beneficio  $B_n$ ), sborsato o incassato nel corso dell'anno  $n$ , viene scontato all'anno zero secondo l'equazione:

$$C_0 = \left[ \frac{1}{(1+r)^n} \right] C_n \quad (8.2)$$

(8.2)

La frazione tra parentesi quadra è il “fattore di sconto”. Per trovare il valore attuale di una certa somma di denaro da incassare o pagare in un momento diverso dal presente, basterà applicare la formula 8.2 o moltiplicare la somma data per il fattore contenuto nella tabella 8.1 nella colonna di sinistra.

Per esempio, se un investitore avesse un costo opportunità del capitale ( $r$ ) dell’8%, allora 1.500 € da incassare tra 5 anni a partire da oggi equivalgono a ricevere oggi:

$$\left[ \frac{1}{(1+0.08)^5} \right] 1500 = €1\,020.9$$

I flussi di cassa che si verificano in differenti momenti possono essere riportati ad una base comune utilizzando il metodo dell’attualizzazione, o mediante le formule disponibili sui fogli elettronici, o con la tabella 8.1. In questa tabella i fattori di sconto sono calcolati dalle formule per vari periodi di tempo e vari costi opportunità del capitale (espressi come tasso di sconto “ $r$ ”). I periodi di tempo possono essere anni, trimestri, mesi, etc. e il tasso di sconto sarà quello relativo al periodo: se  $r$  è il tasso annuo,  $r/4$  sarà il tasso del trimestre e  $r/12$  il tasso mensile.

Attraverso il concetto di valore attuale di un pagamento futuro, gli investitori sono in grado di calcolare il valore attuale del futuro prezzo di vendita di un piccolo impianto idroelettrico. La formula è utile per capire che un investimento di oggi deve essere venduto a un prezzo molto più elevato in futuro se si vuole che l’investimento diventi interessante da un punto di vista economico. Sebbene il PVF possa essere usato per risolvere ogni problema di valore attuale che si dovesse presentare, è utile definire una seconda quantità per velocizzare i calcoli: il valore attuale di un’annualità.

L’annualità è una serie di somme uguali di denaro lungo un certo arco temporale. Il valore attuale di un’annualità a “ $n$ ” anni con un pagamento annuo “ $C$ ” a partire dalla fine del primo anno sarà il prodotto di  $C$  per il fattore  $a_n$  pari alla somma dei fattori di sconto “ $v$ ”:

$$a_n = v_1 + v_2 + v_3 + \dots + v_n$$

Si può facilmente dimostrare che:

$$a_n = \frac{1 - v^n}{r} = \frac{(1+r)^n - 1}{r(1+r)^n} = \frac{1 - (1+r)^{-n}}{r} \quad (8.3)$$

Le annualità sono i pagamenti che avvengono regolarmente per un periodo di tempo "n". Indicando con "C" il pagamento annuo e con "PVA" il valore attuale dell'annualità, si può esprimere il valore attuale come la somma dei pagamenti futuri scontati al tasso "r":

$$PVA_n = C \left[ \sum_{t=1}^n \frac{1}{(1+r)^t} \right] = C \frac{1 - \frac{1}{(1+r)^n}}{r} = C \frac{1 - (1+r)^{-n}}{r} = C * a_n \quad (8.4)$$

Per esempio, il valore attuale di una serie di pagamenti annui di 200 euro, su un arco di tre anni a partire dalla fine del primo anno, sarà dato dalla equazione 8.4 e dal valore di PVF indicato nella colonna di destra della tabella 8.1.

Ipotizzando un tasso di sconto del 8% avremo:

$$PVA_3 = 200 \left[ \sum_{t=1}^3 \frac{1}{(1+0.08)^t} \right] = 200 \frac{1 - \frac{1}{(1+0.08)^3}}{0.08} = 200 \frac{1 - (1+0.08)^{-3}}{0.08} = 200 * 2.5771 = 515.42\text{€}$$

Il concetto di valore attuale di un'annualità consente di valutare quanto i ricavi annuali inerenti alla vendita dell'energia elettrica prodotta dall'impianto siano proficui per l'investitore. Con un prezzo di vendita dell'energia elettrica di 4 €cent/kWh e una produzione annua di 100.000 kWh, il ricavo annuo (l'annualità) è di 4.000 €. Quale dovrebbe essere il valore attuale di questo flusso di entrate su 10 anni per garantire all'investitore un ritorno dell'8%? Anche in questo caso, applicando la formula 8.4 e i valori della tabella 8.1:

$$PVA_{10} = 4000 \frac{1 - \frac{1}{(1+0.08)^{10}}}{0.08} = 4000 * 6.7101 = 26840.4\text{€}$$

**Tabella 8.1: Valori di PVF per vari periodi di tempo “n” e costi opportunità del capitale “r”**

n	pagamento singolo				serie uniforme di pagamenti			
	6%	8%	10%	12%	6%	8%	10%	12%
1	0,9434	0,9259	0,9091	0,8929	0,9434	0,9259	0,9091	0,8929
2	0,8900	0,8573	0,8264	0,7972	1,8334	1,7833	1,7355	1,6901
3	0,8396	0,7938	0,7513	0,7118	2,6730	2,5771	2,4869	2,4018
4	0,7921	0,7350	0,6830	0,6355	3,4651	3,3121	3,1699	3,0373
5	0,7473	0,6806	0,6209	0,5674	4,2124	3,9927	3,7908	3,6048
6	0,7050	0,6302	0,5645	0,5066	4,9173	4,6229	4,3553	4,1114
7	0,6651	0,5835	0,5132	0,4523	5,5824	5,2064	4,8684	4,5638
8	0,6274	0,5403	0,4665	0,4039	6,2098	5,7466	5,3349	4,9676
9	0,5919	0,5002	0,4241	0,3606	6,8017	6,2469	5,7590	5,3282
10	0,5584	0,4632	0,3855	0,3220	7,3601	6,7101	6,1446	5,6502
11	0,5268	0,4289	0,3505	0,2875	7,8869	7,1390	6,4951	5,9377
12	0,4970	0,3971	0,3186	0,2567	8,3838	7,5361	6,8137	6,1944
13	0,4688	0,3677	0,2897	0,2292	8,8527	7,9038	7,1034	6,4235
14	0,4423	0,3405	0,2633	0,2046	9,2950	8,2442	7,3667	6,6282
15	0,4173	0,3152	0,2394	0,1827	9,7122	8,5595	7,6061	6,8109
16	0,3936	0,2919	0,2176	0,1631	10,1059	8,8514	7,8237	6,9740
17	0,3714	0,2703	0,1978	0,1456	10,4773	9,1216	8,0216	7,1196
18	0,3503	0,2502	0,1799	0,1300	10,8276	9,3719	8,2014	7,2497
19	0,3305	0,2317	0,1635	0,1161	11,1581	9,6036	8,3649	7,3658
20	0,3118	0,2145	0,1486	0,1037	11,4699	9,8181	8,5136	7,4694
21	0,2942	0,1987	0,1351	0,0926	11,7641	10,0168	8,6487	7,5620
22	0,2775	0,1839	0,1228	0,0826	12,0416	10,2007	8,7715	7,6446
23	0,2618	0,1703	0,1117	0,0738	12,3034	10,3711	8,8832	7,7184
24	0,2470	0,1577	0,1015	0,0659	12,5504	10,5288	8,9847	7,7843
25	0,2330	0,1460	0,0923	0,0588	12,7834	10,6748	9,0770	7,8431
26	0,2198	0,1352	0,0839	0,0525	13,0032	10,8100	9,1609	7,8957
27	0,2074	0,1252	0,0763	0,0469	13,2105	10,9352	9,2372	7,9426
28	0,1956	0,1159	0,0693	0,0419	13,4062	11,0511	9,3066	7,9844
29	0,1846	0,1073	0,0630	0,0374	13,5907	11,1584	9,3696	8,0218
30	0,1741	0,0994	0,0573	0,0334	13,7648	11,2578	9,4269	8,0552
31	0,1643	0,0920	0,0521	0,0298	13,9291	11,3498	9,4790	8,0850
32	0,1550	0,0852	0,0474	0,0266	14,0840	11,4350	9,5264	8,1116
33	0,1462	0,0789	0,0431	0,0238	14,2302	11,5139	9,5694	8,1354
34	0,1379	0,0730	0,0391	0,0212	14,3681	11,5869	9,6086	8,1566
35	0,1301	0,0676	0,0356	0,0189	14,4982	11,6546	9,6442	8,1755
36	0,1227	0,0626	0,0323	0,0169	14,6210	11,7172	9,6765	8,1924
37	0,1158	0,0580	0,0294	0,0151	14,7368	11,7752	9,7059	8,2075
38	0,1092	0,0537	0,0267	0,0135	14,8460	11,8289	9,7327	8,2210
39	0,1031	0,0497	0,0243	0,0120	14,9491	11,8786	9,7570	8,2330
40	0,0972	0,0460	0,0221	0,0107	15,0463	11,9246	9,7791	8,2438

## 8.4 Metodi di valutazione economica

Sebbene il metodo del periodo di ritorno sia il più semplice da calcolare, la maggior parte dei contabili preferisce utilizzare il valore attuale netto (Net Present Value, NPV) e il tasso interno di rendimento (Internal Rate of Return, IRR). Questi metodi prendono in considerazione un maggior numero di fattori e in particolare sono concepiti per permettere di valutare il valore del denaro nel tempo.

Il metodo più semplice per confrontare gli investimenti relativi a diversi progetti è quello di mettere a confronto il rapporto tra l'investimento totale e la potenza installata o il rapporto tra l'investimento totale e l'energia annua prodotta di ciascun progetto. Tuttavia questo criterio non considera la convenienza di un impianto, poiché le entrate non vengono prese in considerazione, e pertanto è valido solo per dare indicazioni di massima.

### 8.4.1 Metodi statici

#### 8.4.1.1 Metodo del Payback

Il metodo del *payback* stabilisce il numero di anni necessari affinché un certo investimento di capitale sia compensato dalle entrate che ne derivano. Tale numero di anni è definito *payback time* (tempo di ritorno dell'investimento) o periodo di pareggio.

Si calcola in questo modo:

$$\text{Payback period} = \frac{\text{investment cost}}{\text{net annual revenue}}$$

Il *payback time* è solitamente calcolato tralasciando il costo opportunità del capitale, che è il guadagno che si conseguirebbe se si impiegasse il capitale in un investimento alternativo a quello scelto. I costi d'investimento si identificano normalmente con i costi di costruzione (opere civili, elettriche ed elettromeccaniche) ed i benefici sono i ricavi annui netti, risultanti dalla vendita dell'energia prodotta dopo aver sottratto le spese di esercizio e manutenzione, il tutto in condizioni di valore del denaro costante. Il *payback time* non dovrebbe superare i 7 anni affinché un piccolo impianto possa considerarsi conveniente.

In ogni caso il metodo del *payback* non consente di distinguere tra differenti soluzioni tecniche per lo stesso impianto o di scegliere tra diversi progetti che possano essere sviluppati dallo stesso investitore.

Infatti non prende in considerazione i flussi di cassa successivi al periodo di *payback* e perciò non misura la bontà dell'investimento lungo il suo intero ciclo di vita.

Se si utilizza il metodo del tempo di ritorno, i progetti e gli investimenti con tempi di ritorno più brevi sono classificati meglio di quelli con tempi più lunghi. L'assunto è che i progetti con tempi di ritorno più brevi sono meno rigidi e quindi presentano rischi minori.

#### 8.4.1.2 Metodo del ritorno dell'investimento

Il ritorno dell'investimento (ROI = return of investment) è pari al rapporto percentuale tra le entrate medie annue, al netto delle spese e degli ammortamenti, e il costo totale dell'investimento.

Si calcola come segue:

$$ROI = \frac{\text{net annual revenue} - \text{depreciation}}{\text{investment cost}} \times 100$$

Ai fini di questa formula, il deprezzamento è calcolato in maniera molto semplice, con il metodo lineare.

$$\text{Deprezzamento} = \text{costo} - \text{valore residuo} / \text{vita utile}$$

L'utilizzo del ROI fornisce una rapida stima dei rendimenti netti del progetto e può costituire una valida base per confrontare diversi progetti. Con questo metodo vengono presi in considerazione i ritorni sull'investimento per tutto il periodo di vita del progetto (a differenza del metodo *pay-back* che considera solo il periodo che serve per rientrare dell'investimento iniziale). D'altro canto, il metodo ROI utilizza i valori relativi ai guadagni piuttosto che i flussi di cassa e ignora completamente il valore del denaro nel tempo. Per aggirare questo problema, si dovrebbero prendere in considerazione il valore attuale netto del progetto e il suo tasso interno di rendimento.

#### 8.4.2 Metodi dinamici

Questi metodi d'analisi finanziaria tengono conto dei costi totali e dei benefici durante l'intera durata dell'investimento e del momento in cui avvengono i flussi di cassa.

##### 8.4.2.1 Metodo del Valore Attuale Netto ,VAN (Net Present Value, NPV)

Il VAN è un metodo per creare una gerarchia tra varie proposte di investimento. Il valore attuale netto è dato dalla differenza tra il valore attuale degli incassi futuri, scontati al costo marginale del capitale, e il costo dell'investimento.

La differenza tra entrate ed uscite, entrambe scontate ad un tasso fisso, rappresenta il Valore Attuale Netto (VAN) dell'investimento e può essere ottenuto attraverso i seguenti passaggi:

1. calcolare i flussi di cassa attesi (di solito annui) che derivano dall'investimento
2. sottrarre il costo del capitale scontato ad un tasso di interesse, da correggere in relazione alla durata dell'investimento e al rischio specifico, per avere il valore attuale
3. sottrarre l'investimento iniziale

Pertanto il VAN è un valore che esprime quanto renderà un investimento in termini di valore monetario attuale. La stima dei flussi di cassa lungo tutto il periodo all'indietro fino al presente permette di ottenere questo. Un progetto dovrebbe essere preso in considerazione solo se il VAN è positivo.

La formula per calcolare il VAN, nell'ipotesi che i flussi di cassa si verifichino ad intervalli di tempo regolari, che il primo flusso avvenga alla fine del primo periodo e che i successivi flussi di cassa avvengano alla fine dei periodi successivi, è la seguente:

$$VAN = \sum_{i=0}^n \frac{R_i - (I_i + O_i + M_i)}{(1+r^i)} + V_r \quad (8.5)$$

dove:

$I_i$  = investimento nel periodo i

$R_i$  = entrata nel periodo i

$O_i$  = costi di esercizio nel periodo i

$M_i$  = costi di manutenzione e riparazione nel periodo i

$V_r$  = valore residuo dell'investimento alla fine della sua vita quando la vita delle opere è più lunga di quella dell'impianto (solitamente pari alla durata della concessione)

$r$  = tasso di attualizzazione o costo opportunità del capitale (se il periodo è un trimestre il tasso del periodo sarà  $\frac{1}{4}$  del tasso annuo, etc.)

$n$  = numero di periodi in cui è suddivisa la vita dell'impianto (anni, trimestri, mesi)

Il calcolo è condotto di solito su un periodo di 30 anni, perché, applicando il metodo dell'attualizzazione, sia le spese che le entrate diventano insignificanti dopo un gran numero di anni.

Progetti differenti possono essere classificati in ordine di VAN decrescente. I progetti con valori di VAN negativi saranno scartati, poiché questo significa che i benefici attualizzati che essi generano nel corso della vita del progetto sono insufficienti per coprire i costi iniziali. Tra i progetti con valore VAN positivo, i migliori saranno quelli con il VAN maggiore.

Il calcolo del VAN è molto sensibile al tasso d'attualizzazione ed un errore nello scegliere il tasso appropriato può alterare o invertire la classifica delle iniziative. Pertanto la scelta del tasso d'attualizzazione deve essere fatta con molta attenzione. Per un investitore privato il tasso sarà sempre superiore all'interesse che percepirebbe sulla stessa somma se la lasciasse in banca anziché investirla in un progetto idroelettrico. Questo tasso, a seconda dell'inflazione, varia di solito tra il 5 ed il 12%.

Se le entrate nette sono costanti nel tempo (serie uniformi), il loro valore scontato è dato dall'equazione 8.3.

Il metodo non fa distinzioni tra un progetto con alto costo di investimento che garantisce un certo livello di profitto e un altro che garantisce lo stesso guadagno ma con investimenti più bassi qualora entrambi i progetti abbiano lo stesso valore di VAN. Dunque, un progetto da 1.000.000 € in valore attuale che garantisce un guadagno attualizzato di 1.100.000 € ha lo stesso VAN di un progetto da 100.000 € in valore attuale che dà profitti attualizzati per 200.000 €. Entrambi i progetti avranno un VAN di 100.000 €, ma il primo richiede un investimento 10 volte maggiore del secondo.

C'è stato molto dibattito<sup>9</sup> sull'utilizzo di un tasso di sconto costante per il calcolo del VAN. Alcune recenti teorie economiche suggeriscono che sarebbe più corretto utilizzare un tasso di sconto decrescente per i progetti di lungo periodo come quelli con un tempo di durata superiore ai trenta anni, e in particolare per i progetti di infrastrutture. Esempi di questi progetti possono essere gli interventi volti alla mitigazione dei cambiamenti climatici, la realizzazione di impianti di produzione di energia e gli investimenti a lungo termine in infrastrutture come le strade e le ferrovie. Prendendo come esempio i cambiamenti climatici, i costi di mitigazione sono sostenuti nel presente, mentre i benefici della riduzione delle emissioni si vedranno solo in un futuro distante. Se si utilizza un tasso

di sconto costante, questi benefici sono scontati virtualmente a un tasso zero fornendo scarsi stimoli ad agire in questa direzione, mentre l'utilizzo di un tasso di sconto decrescente pone maggior enfasi sui benefici futuri.

Un corretto uso di un tasso di sconto decrescente pone maggiore enfasi sui costi e sui benefici collocati in un futuro lontano. Opportunità di investimento con un flusso di profitti che vengono maturati su un lungo arco di tempo appaiono perciò più interessanti.

#### 8.4.2.2 Rapporto Benefici/Costi

Il metodo Benefici/Costi confronta, rapportandoli, i valori attuali dei benefici con quelli dei costi. I progetti con un rapporto inferiore a 1 vengono di solito scartati. Matematicamente il rapporto si esprime come segue:

$$R_{b/c} = \frac{\sum_i^n R_i}{\sum_i^n (I_i + M_i + O_i)} \quad (8.6)$$

dove tutti i parametri sono gli stessi della equazione 8.5.

#### 8.4.2.3 Metodo del Tasso Interno di Rendimento (TIR)

Il metodo del Tasso Interno di Rendimento (TIR) permette di considerare il valore temporale del denaro. In pratica, esso determina il tasso di interesse che è equivalente al rendimento che ci si attende dal progetto. Una volta calcolato il TIR, questo può essere confrontato con i tassi di rendimento relativi ad altri progetti o investimenti. Se il tasso interno di rendimento è minore del tasso di prestito utilizzato per finanziare il progetto, il progetto risulterà chiaramente in perdita. D'altronde di solito un proponente insisterà sul fatto che, per essere considerato fattibile, un progetto dovrà assicurare un TIR che sia almeno alcuni punti percentuali più alto del tasso di prestito. Questo serve a compensare il rischio, il tempo e i problemi associati alla realizzazione del progetto.

Il criterio di selezione tra differenti alternative è di solito quello di scegliere l'investimento con il TIR più elevato.

Il TIR è calcolato iterativamente imponendo diversi valori di tasso d'attualizzazione, fino a quando il flusso di cassa netto del progetto si annulla. I fogli elettronici utilizzano un metodo per approssimazioni successive per calcolare il TIR.

Gli esempi seguenti illustrano come applicare i metodi descritti ad un ipotetico piccolo impianto idroelettrico.

#### 8.4.3 Esempi

##### 8.4.3.1 Esempio A

Piccolo impianto con le seguenti caratteristiche:

Potenza installata 4.929 kW

Producibilità annua 15.750 MWh

Ricavi al primo anno 1.005.320 €

Si assume che il prezzo dell'energia crescerà ogni anno di un punto in meno dell'inflazione.

Il preventivo di costo del progetto in € è il seguente:

Studio di fattibilità	6.100
Progettazione e gestione del progetto	151.975
Opere civili	2.884.500
Opere elettromeccaniche	2.686.930
Montaggi	686.930
<hr/>	
Sub-totale	6.416.435
Imprevisti (3%)	192.493
<b>Investimento totale</b>	<b>6.608.928 €</b>

Il costo del kW installato è:

$$6.608.928 / 4.929 = 1.341 \text{ €/kWh}$$

Il costo di investimento per MWh prodotto vale:

$$6.608.928 / 15.750 = 420 \text{ €/MWh}$$

I costi di esercizio e manutenzione sono valutati il 4% del costo dell'investimento:

$$6.608.928 \times 0,04 = 264.357 \text{ ECU}$$

Il costo di esercizio e di manutenzione per anno, stimato nell'ordine de 4% del costo totale dell'investimento vale: 264.357 €

Nell'analisi si è assunto che il progetto sia realizzato in quattro anni. Il primo anno sarà dedicato allo studio di fattibilità ed alle richieste d'autorizzazione. Pertanto alla fine del primo anno ci saranno stati i costi dello studio di fattibilità e metà dei costi di progettazione e gestione del progetto. Alla fine del secondo anno si sarà spesa l'altra metà dei costi di progettazione e gestione. Alla fine del terzo anno il 60% delle opere civili saranno terminate e si sarà anticipato il 50% del costo delle opere elettromeccaniche. Alla fine del quarto anno il progetto sarà finito e liquidato. L'impianto viene messo in servizio alla fine del quarto anno e diviene operativo all'inizio del quinto (anno zero). I ricavi per la vendita dell'energia ed i costi d'esercizio e manutenzione sono spostati alla fine di ogni anno. I prezzi dell'energia crescono di un punto in meno rispetto all'inflazione. La concessione d'acqua dura 35 anni a partire dal secondo anno. Il tasso d'attualizzazione assunto è dell'8% ed il valore residuo nullo. La tabella 8.2 riporta i flussi di cassa nel corso della vita del progetto.

**Tabella 8.2 Analisi dei flussi di cassa**

Costo di investimento [€]	6.608.928
Spese annue di esercizio e manutenzione [€]	264.357
Tasso di attualizzazione [%]	8%
Vita dell'impianto [anni]	35

Anno n°	Investimento	Entrate	Uscite	Flusso di cassa	Flusso di cassa scontato	NPV
-4	82.087	0	0	-82.087	-82.087	-82.087
-3	75.988	0	0	-75.988	-70.359	-152.446
-2	3.074.165	0	0	-3.074.165	-2.635.601	-2.788.047
-1	3.376.688	0	0	-3.376.688	-2.680.524	-5.468.571
0		1.005.320	264.357	740.963	544.630	-4.923.941
1		995.267	264.357	730.910	497.445	-4.426.496
2		985.314	264.357	720.957	454.325	-3.972.171
3		975.461	264.357	711.104	414.922	-3.557.249
4		965.706	264.357	701.349	378.917	-3.178.331
5		956.049	264.357	691.692	346.018	-2.832.313
6		946.489	264.357	682.132	315.959	-2.516.354
7		937.024	264.357	672.667	288.495	-2.227.859
8		927.654	264.357	663.297	263.404	-1.964.454
9		918.377	264.357	654.020	240.482	-1.723.973
10		909.193	264.357	644.836	219.542	-1.504.431
11		900.101	264.357	635.744	200.413	-1.304.018
12		891.100	264.357	626.743	182.940	-1.121.078
13		882.189	264.357	617.832	166.981	-954.097
14		873.367	264.357	609.010	152.404	-801.693
15		864.633	264.357	600.276	139.091	-662.602
16		855.987	264.357	591.630	126.933	-535.668
17		847.427	264.357	583.070	115.830	-419.838
18		838.953	264.357	574.596	105.691	-314.147
19		830.563	264.357	566.206	96.434	-217.713
20		822.257	264.357	557.900	87.980	-129.733
21		814.034	264.357	549.677	80.263	-49.470
22		805.894	264.357	541.537	73.217	23.747
23		797.835	264.357	533.478	66.784	90.531
24		789.857	264.357	525.500	60.913	151.444
25		781.958	264.357	517.601	55.553	206.997
26		774.138	264.357	509.781	50.661	257.657
27		766.397	264.357	502.040	46.196	303.853
28		758.733	264.357	494.376	42.121	345.974
29		751.146	264.357	486.789	38.402	384.376
30		743.635	264.357	479.278	35.009	419.385
31		736.199	264.357	471.842	31.913	451.298
32		728.837	264.357	464.480	29.088	<b>480.386</b>

### Valore Attuale Netto (VAN)

L'equazione (8.5) può essere scritta come segue:

$$VAN = \sum_{i=4}^{36} \frac{R_i - (O_i + M_i)}{(1+r)^i} - \sum_{i=0}^3 \frac{I_i}{(1+r)^i}$$

Per calcolare l'equazione bisogna tenere conto che  $R_i$  varia ogni anno, a causa delle variazioni del prezzo dell'energia. Calcolando a mano o con la funzione VAN di un foglio di calcolo si ottiene il seguente valore:

VAN = €444 803

### Tasso interno di rendimento (TIR)

Il TIR viene calcolato con un procedimento iterativo, utilizzando diversi tassi fino a trovare quello per cui  $VAN=0$  o sfruttando le funzioni TIR in un foglio di calcolo.

VAN per  $r = 8\%$                              $VAN = € 444.803$

VAN per  $r = 9\%$                              $VAN = - € 40.527$

Proseguendo le iterazioni si ottiene per  $r = 8,91\%$   $VAN=0$

Perciò TIR = 8,91%

### Rapporto Benefici/Costi

Il VAN delle entrate all'anno 35 dall'investimento è € 8.365.208 e il VAN all'anno 35 delle spese è € 7.884.820.

Ciò significa che:

$$R_{b/c} = 8.365.208 / 7.884.820 = 1,061$$

Variando le ipotesi fatte si può rilevare la sensitività dei parametri. Le tabella 3 e 4 mostrano rispettivamente il VAN ed i  $R_{b/c}$  corrispondenti all'esempio A, per differenti valori della vita dell'impianto e dei diversi tassi di sconto.

**Tabella 8.3: VAN in funzione del tasso di attualizzazione e della vita dell'impianto**

r/anni	6%	8%	10%	12%
25	1.035.189	21.989	- 668.363	- 1.137.858
30	1.488.187	281.347	- 518.242	- 1.050.050
35	1.801.647	444.803	- 431.924	- 1.003.909

**Tabella 8.4:  $R_{b/c}$  in funzione del tasso di attualizzazione e di vita dell'impianto**

r/anni	6%	8%	10%	12%
25	1,153	1,020	0,906	0,811
30	1,193	1,050	0,930	0,830
35	1,215	1,061	0,933	0,828

I risultati finanziari dipendono fortemente dal prezzo pagato per l'energia. La tabella 8.5 dà i valori del VAN e del R<sub>b/c</sub> per tariffe più basse del 35% e del 25% e più alte del 15% e del 25% rispetto a quelle assunte nell'Esempio A.

**Tabella 8.5: VAN e R<sub>b/c</sub> per differenti prezzi dell'energia (r=8%; n=35 anni)**

	65%	75%	100%	115%	125%
VAN	-2.266.144	-1.461.587	444.803	1.606.638	2.381.194
R <sub>b/c</sub>	0,690	0,796	1,061	1,220	1,326
TIR	2,67%	4,68%	8,91%	11,16%	12,60%

#### 8.4.3.2 Esempio B

E' interessante vedere i flussi nel caso in cui l'investimento fosse finanziato dall'esterno con le seguenti ipotesi:

- Tasso d'attualizzazione 8%
- Sviluppo del progetto 4 anni
- Entrate e uscite alla fine di ciascun anno
- 70% finanziato dalle banche con due anni di dilazione
- Periodo di finanziamento 12 anni
- Interesse sul prestito 10%
- Durata del progetto 30 anni

Gli esborsi sono identici a quelli dell'esempio A. La banca nei primi due anni raccoglie solo la quota interessi della rata di prestito (si veda la Tabella 8.6).

Si deve rimarcare che l'esempio si riferisce a un impianto ipotetico, anche se costi ed entrate sono ragionevoli per l'Europa Meridionale. Lo scopo è quello di illustrare un caso pratico cui ispirarsi per poter in seguito applicare lo stesso schema ad altre iniziative con entrate ed uscite diverse.

**Tabella 8.6: Esempio B – Flussi di cassa annuali per investimenti finanziati dall'esterno**

Anno	Investimento totale	Mutuo	Auto-finanziamento	Debito residuo	Quota interessi	Quota capitale	Entrate	O&M	Flusso di cassa	Flusso scontato	NPV
-4	82.087		82.087				0	0	-82.087	-82.087	-82.087
-3	75.988		75.988				0	0	-75.988	-70.359	-158.075
-2	3.074.165	2.151.916	922.250	2.151.916		0	0	0	-922.250	-790.680	-1.080.324
-1	3.376.688	2.363.682	1.013.006	4.515.599	215.192	0	0	0	-1.228.198	-974.983	-2.093.329
0				4.515.576	451.560	0	1.005.320	- 264.357	289.403	212.720	-1.803.926
1				4.380.574	451.560	135.023	995.267	- 264.357	144.327	98.227	-1.659.599
2				4.083.741	438.057	296.835	985.314	- 264.357	-13.935	-8.782	-1.673.535
3				3.757.222	408.374	326.519	975.461	- 264.357	-23.789	-13.881	-1.697.324
4				3.398.051	375.722	359.171	965.706	- 264.357	-33.544	-18.123	-1.730.868
5				3.002.963	339.805	395.088	956.049	- 264.357	-43.201	-21.611	-1.774.069
6				2.568.367	300.296	434.596	946.489	- 264.357	-52.760	-24.438	-1.826.829
7				2.090.311	256.837	478.056	937.024	- 264.357	-62.226	-26.687	-1.889.055
8				1.564.449	209.031	525.862	927.654	- 264.357	-71.596	-28.432	-1.960.652
9				986.001	156.445	578.448	918.377	- 264.357	-80.873	-29.737	-2.041.525
10				349.708	98.600	636.293	909.193	- 264.357	-90.057	-30.661	-2.131.582
11				0	34.971	349.708	900.101	- 264.357	251.065	79.146	-1.880.516
12							891.100	- 264.357	626.743	182.940	-1.253.773
13							882.189	- 264.357	617.832	166.981	-635.940
14							873.367	- 264.357	609.010	152.404	-26.930
15							864.633	- 264.357	600.276	139.091	573.347
16							855.987	- 264.357	591.630	126.933	1.164.977
17							847.427	- 264.357	583.070	115.830	1.748.048
18							838.953	- 264.357	574.596	105.691	2.322.644
19							830.563	- 264.357	566.206	96.434	2.888.851
20							822.257	- 264.357	557.900	87.980	3.446.752
21							814.034	- 264.357	549.677	80.263	3.996.430
22							805.894	- 264.357	541.537	73.217	4.537.968
23							797.835	- 264.357	533.478	66.784	5.071.448
24							789.857	- 264.357	525.500	60.913	5.596.948
25							781.958	- 264.357	517.601	55.553	6.114.551
26							774.138	- 264.357	509.781	50.661	6.624.333
27							766.397	- 264.357	502.040	46.196	7.126.375
28							758.733	- 264.357	494.376	42.121	7.620.752
29							751.146	- 264.357	486.789	38.402	8.107.542
30							743.635	- 264.357	479.278	35.009	8.586.820
31							736.199	- 264.357	471.842	31.913	9.558.662
32							728.837	- 264.357	464.480	29.088	9.523.142

#### 8.4.3.3 Analisi finanziaria di alcuni impianti europei

Nella tabella 8.7 vengono analizzati alcuni impianti europei. Si sottolinea che sia i costi sia il prezzo di cessione dell'energia sono reali e riferiti al 1991 e probabilmente non riflettono la situazione attuale.

Nazione		Germania	Francia	Irlanda	Portogallo	Spagna
Portata	m <sup>3</sup> /s	0.3	0.06	15	2	104
Salto lordo	m	47	400	3.5	117	5
Tipo di turbina		Francis	Pelton	Kaplan	Francis	Kaplan
Potenza installata	kW	110	1.900	430	1.630	5.000
Investimento	€	486.500	1.297.400	541.400	1.148.000	5.578.928
Ore d'esercizio	h	8.209	4.105	8.400	4.012	3.150
Produzione annua	MWh	903	7.800	3.612	6.540	15.750
Prezzo medio MWh	€	76,13	53,65	23,23	53,54	63,82
Entrate annue	€	68.745	418.443	83.907	350.128	1.005.165
Spese annue O&M	€	19.850	51.,984	25.176	22.960	157.751
Profitto lordo	€	48.895	366.459	58.731	327.168	847.414
O&M/investimento	%	4,08	4,01	4,65	2,00	2,83
<b>Analisi economica</b>						
Costo del kW installato	€	4.424	683	1.259	704	1.116
Costo del MWh	€	539	166	150	176	354
Payback semplice	Anni	9.95	3.54	9.22	3.51	6,58
TIR	%	9.37	28,23	10,33	28,49	14,99
R <sub>b/c</sub>		1,15	2,72	1,16	2,82	1,64
VAN	€	63.374	2.649.850	115.910	2.375.270	3.739.862

Le cifre sono state calcolate con un tasso di attualizzazione dell'8% ed una vita d'impianto di 30 anni. E' possibile vedere che i rapporti più semplici, costo del kW installato o costo del MWh annuo prodotto differiscono molto da impianto ad impianto.

In realtà opere civili ed elettromeccaniche hanno costi diversi da nazione a nazione. I vincoli ambientali, che influenzano i costi, non variano solo di Paese a Paese, ma persino da Regione a Regione. I prezzi di cessione possono essere anche cinque volte più alti passando da una Nazione all'altra.

Member State	Price for sale to the grid (€cents/kWh)
Belgium	Wallonia: $12.3 = 3.3$ (market price) + 9 (green certificate) Flanders: $12.8 = 3.3$ (market price) + 9.5 (green certificate)
Denmark	8.48
Germany	7.67 (< 500 kW) 6.65 (500 kW - 5 MW)
Greece	<i>Interconnected system: 6.29 + 113/month</i> <i>Non-interconnected islands: 7.78</i>
Spain	$6.49 = 3.54$ (pool price) + 2.95 (premium)
France	Operating before 2001: 7.32 + bonus for regularity of 0.75 (winter) and 2.94 (summer) Commissioned after 2001: <i>SHP &lt; 500 kW: 8.55 + regulatory premium up to 1.52 (winter) and 4.52 (summer)</i> <i>SHP &gt; 500 kW: 7.69 + + regulatory premium up to 1.52 (winter) and 4.07 (summer)</i>
Ireland	6.41 (weighted average price)
Italy	4.6 (spot electricity price) + 10.0 (green certificates)
Luxembourg	3.1 (electricity price) + 2.5 (premium only for plants under 3 MW)
Netherlands	3.3 (market price) + 6.8 (premium) <u>Old plants</u> 1 <sup>st</sup> GWh: 5.68 1 – 4 GWh: 4.36 4- 14 GWh: 3.63 14-24 GWh: 3.28 + 24 GWh: 3.15 <u>New plants</u> <i>Rebuilt plants with a production increase per year &gt; 15%</i> 1 <sup>st</sup> GWh: 5.96 1 – 4 GWh: 4.58 4- 14 GWh: 3.81 14-24 GWh: 3.44 + 24 GWh: 3.31 <i>New plants or Rebuilt plants with a production increase per year &gt; 50%</i> 1 <sup>st</sup> GWh: 6.25 1 – 4 GWh: 5.01 4- 14 GWh: 4.17 14-24 GWh: 3.94 + 24 GWh: 3.78
Austria	7.2
Portugal	2.6 (market price) + 0.42 premium if < 1 MW + subsidy covering 30% of the investment cost
Sweden	4.9 = 2.3 (certificate level) + 2.6 (Nordpool price)
United Kingdom	2 (Average price for electricity in the energy market) + 0.38 (exemption to the Climate Change Levy) 4.2 (value of ROC's). When an electrical supply company provide renewable energy to 10% of its customers it gets the 4.2 but if it fails to provide that percentage it has to pay 4.2 to the government.

Tabella 8.8: tariffe incentivanti anno 2003

## 8.5 Tariffe ed incentivi

L’analisi economica di un impianto sarebbe più semplice se le tariffe dell’energia elettrica per MWh fossero un elemento noto e stabile nel tempo. Tuttavia, la situazione non è questa e anzi i mercati variano costantemente. Attualmente si va verso la liberalizzazione e l’apertura dei mercati e la promozione delle energie rinnovabili serve da esempio. Le tariffe sono concordate in modi diversi, tra il produttore e il distributore e sono influenzate dalle politiche nazionali. Queste politiche variano da paese a paese e sono riesaminate e modificate di frequente, il che rende difficile fornire anche solo una panoramica generale della situazione. Le tariffe negoziate attraverso una qualche forma di convenzione di acquisto con il distributore variano da paese a paese e sono fortemente influenzate dalle politiche nazionali di quel paese. È quindi importante per il proponente comprendere chiaramente le conseguenze delle politiche nazionali. Allo stesso modo, il proponente deve indagare su quali siano le misure di sostegno disponibili per la promozione e lo sviluppo di nuovi impianti alimentati a fonti rinnovabili. Il Capitolo 9 (Appendice) presenta le diverse strutture tariffarie e misure di sostegno disponibili nell’Unione Europea dei 15. La tabella 8.8 mostra i valori delle tariffe incentivanti riferite ai diversi regimi di sostegno in vigore per l’anno 2003 nei paesi dell’Unione Europea.

1 By Jamie O'Nians (IT Power), Gema San Bruno (ESHA), Celso Penche (ESHA) and the special contribution from Katharina Krell (EUREC Agency)

2 IDAE. Manual de Minicentrales Hidroeléctricas. Edición Especial CINCO DIAD. 1997

3 J. Fonkenelle. Comment sélectioner une turbine pour basse chute. Proceedings HIDROENERGIA 91 ,AGENCE FRANCAISE POUR LA MAITRISE DE L'ENERGIE.

4 DNAEE "APROVEITAMENTOS HIDRELETRICOS DE PEQUENO PORTE" Volumen V "Avaliaçao de Custos e Beneficios de Pequenas Centrais Hidrelétricas" Modelo FLASH, Brasília 1987

Guide on How to Develop a Small Hydro Site ESHA 2004

255

5 HydrA - PC-based software package for rapidly estimating hydropower potential at any location in the UK or Spain. The software, currently available for Spain and the UK, is being developed for other countries in the European Union. (Institute of Hydrology, UK, 2000, <http://www.nerc-wallingford.ac.uk/ih/>).

6 P. Fraenkel et al "Hydrosoft: A software tool for the evaluation of low-head hydropower Resources".

HIDROENERGIA97 Conference Proceedings, page 380

7 Natural Resources, Canada: Canmet, Energy Diversification Research Lab The RETScreen Analysis Software is available as a free download at [www.retscreen.gc.ca](http://www.retscreen.gc.ca). or by mail from CANMET Energy Diversification Research Lab., 1615 Lionel-Boulet PO Box 4800, Varennes PQ, Canada J3X 1S6

8 Scientific and Technological References Energy Technology Indicators <http://www.cordis.lu/eessd/src/indicators.htm>

9 Hepburn C, (2002) Long-Run Discounting, Utilities Journal 42, September

## CAPITOLO 9. PROCEDURE AMMINISTRATIVE

CAPITOLO 9: PROCEDURE AMMINISTRATIVE.....	255
9. PROCEDURE AMMINISTRATIVE .....	256
9.1 Introduzione.....	256
9.2 Tipologie di procedure autorizzative .....	256
9.2.1 Regolamentazione della produzione di energia e dell'uso delle acque .....	257
9.2.2 Autorizzazioni di carattere ambientale .....	258
9.2.2.1 Valutazione di Impatto Ambientale (VIA).....	259
9.2.2.2 Deflusso Minimo Vitale (DMV) .....	259
9.2.3 Procedura ad evidenza pubblica .....	262
9.2.4 Permesso di costruire.....	263
9.2.5 Connessione alla rete .....	263
9.2.6 Altre procedure .....	263
9.3 Alcuni esempi concreti .....	264
9.3.1 Grecia.....	264
9.3.1.1 Autorizzazione alla produzione di energia elettrica .....	264
9.3.1.2 Autorizzazione alla costruzione dell'impianto .....	265
9.3.1.3 Autorizzazione all'esercizio dell'impianto.....	266
9.3.2 Francia .....	266
9.3.2.1 Classificazione dei fiumi .....	266
9.3.2.2 Procedura di autorizzazione.....	266
9.3.2.3 Connessione alla rete .....	267
9.3.3 Irlanda .....	267
9.3.3.1 Licenza edilizia.....	267
9.3.3.2 Accordi per la regolamentazione dell'energia elettrica.....	268
9.3.3.3 Contratto per la vendita dell'energia .....	268
9.3.4 Austria .....	269
9.3.5 Portogallo .....	269
9.3.6 Polonia.....	271
9.3.7 Svizzera .....	271

## 9. PROCEDURE AMMINISTRATIVE

### 9.1 Introduzione

Una delle principali barriere all’ulteriore sviluppo delle fonti rinnovabili sono le procedure amministrative e autorizzative che i potenziali produttori devono rispettare; queste procedure rappresentano un problema soprattutto per le piccole e medie imprese, che costituiscono una porzione significativa delle aziende che operano in questo settore.

Secondo la Direttiva Europea 2001/77/CE (Direttiva Rinnovabili), gli Stati Membri devono rivedere il loro quadro normativo e regolatorio inerente le procedure autorizzative allo scopo di ridurre gli ostacoli e le barriere di tipo normativo, di razionalizzare e velocizzare le procedure amministrative e di assicurare regole trasparenti e non discriminatorie. Queste regole devono tenere conto delle caratteristiche peculiari di ciascuna tecnologia. La Direttiva chiede anche agli Stati Membri di inviare un rapporto alla Commissione Europea su questa attività di revisione e questo rapporto deve contenere un resoconto dei progressi fatti in relazione a:

- il coordinamento tra le differenti amministrazioni coinvolte in relazione alle scadenze temporali, alla ricezione e al processamento delle richieste di autorizzazione;
- l’adozione di linee guida per la realizzazione di progetti connessi con specifici obiettivi, volti a velocizzare le procedure amministrative e favorire una rapida pianificazione degli impianti da parte dei produttori;
- la nomina di un’autorità che svolga il ruolo di arbitro in caso di dispute tra l’amministrazione responsabile per l’autorizzazione e il proponente

Nel rapporto conclusivo sull’implementazione della Direttiva Rinnovabili, che verrà elaborato sulla base dei rapporti presentati dagli Stati Membri, la Commissione fornirà una valutazione delle migliori strategie adottate per ridurre le barriere di tipo autorizzativo e non, allo scopo di promuovere la produzione di energia rinnovabile.

Allo stato attuale, gli iter autorizzativi variano molto da Stato a Stato, non sono ancora state individuate delle strategie ottimali e le procedure attualmente in uso verranno almeno in parte modificate nei prossimi anni.

Tuttavia, allo scopo di fornire ai potenziali nuovi produttori qualche informazione generale sulle procedure amministrative necessarie per realizzare e far funzionare un piccolo impianto idroelettrico, questo capitolo riassume le principali tipologie di procedure e illustra come esempio la regolamentazione di alcuni degli Stati Membri.

### 9.2 Tipologie di procedure autorizzative

La realizzazione di un piccolo impianti idroelettrico può essere considerata sotto diversi punti di vista:

- produzione di energia
- impatto sulla qualità dell’acqua, sulla flora e la fauna e sull’ambiente in generale
- permesso di costruire
- connessione alla rete elettrica
- proprietà dei terreni
- etc....

I regolamenti devono prendere in considerazione tutti questi aspetti, che ricadono sotto la responsabilità di diverse autorità. Le autorità coinvolte e le loro responsabilità variano da Stato a Stato, a seconda delle strutture governative e amministrative presenti e del loro coinvolgimento nello sviluppo delle energie rinnovabili.

In questo contesto accade che le procedure autorizzative siano differenti non solo tra Stato e Stato, ma anche, all'interno dello stesso Stato, tra una regione e l'altra e talvolta, all'interno della stessa regione, tra un progetto e l'altro. Queste procedure - che sono ben lontane dall'essere trasparenti, oggettive e non discriminatorie – sono gestite da numerose amministrazioni locali, molto sensibili alle pressioni di gruppi di attivisti locali, che fanno aumentare il numero di interlocutori con cui interagire e che allungano il tempo necessario per giungere a una decisione finale (in Italia in alcune località sono richiesti fino a 58 permessi di diverse amministrazioni). In tutti i paesi, inoltre, il progetto deve essere reso pubblico e i cittadini possono presentare osservazioni.

#### 9.2.1 Regolamentazione della produzione di energia e dell'uso delle acque

L'acqua di un fiume viene utilizzata per diversi scopi: irrigazione, pesca, usi industriali, scopi ricreativi, etc. E' pertanto necessaria una regolamentazione per consentire un uso ottimale dell'acqua per tutti i diversi scopi. In quasi tutti gli Stati Membri l'acqua è considerata un "bene pubblico" (in Irlanda e in alcuni paesi nordici i diritti sull'acqua sono regolati contestualmente con i diritti sulle aree riparie).

La regolamentazione degli aspetti legati all'energia si è sviluppata nel corso del XX secolo, con la nascita della produzione di elettricità. Ad esempio l'articolo 1 di una Legge francese del 16 ottobre 1919 sancisce che "nessuno può sfruttare l'energia delle maree, dei laghi e dei corsi d'acqua in assenza di una concessione o un'autorizzazione da parte dello Stato". La legge specifica che i piccoli impianti ( $P < 4.500 \text{ kW}$  fino al 1980) possono essere eserciti da produttori privati con una autorizzazione, mentre i grandi impianti possono essere eserciti solo a seguito di una procedura di concessione.

La procedura è piuttosto lunga, perché l'autorità di bacino, che di solito è il soggetto responsabile, deve scambiare informazioni con l'amministrazione regionale competente per gli aspetti ambientali.

In alcuni paesi sono necessari più di 5 anni per avere una concessione. Una volta che l'impianto è stato costruito, l'autorità competente dovrebbe visitare il sito per verificare che le opere realizzate siano conformi alle prescrizioni della concessione e il verbale della visita istruttoria costituisce spesso il permesso per avviare l'impianto.

La tabella 9.1 indica l'autorità competente al rilascio della concessione e la durata della concessione nei diversi stati europei, secondo le informazioni raccolte nel 2006.

**Tabella 9.1: Concessioni per l'uso delle acque nell'EU-15**

<b>Paese</b>	<b>Autorità che rilascia la concessione</b>	<b>Durata della concessione</b>
Belgio	< 1MW le Province > 1MW le Province + Ministero dell'energia	Da 3 a 99 anni
Danimarca	Ministero dell'Energia	
Germania	Länder	30 anni
Grecia	Ministero dell'energia	10 anni
Spagna	Autorità di bacino (ad eccezione di alcuni fiumi in Catalogna e Galizia)	25 anni + 15 a discrezione
Francia	< 4,5 MW Prefettura locale > 4,5 MW Stato	In pratica tra 30 e 40 anni
Irlanda	non necessaria, valgono i diritti ripariali	perpetua
Italia	< 3MW Regioni o Province > 3MW Regioni	30 anni
Lussemburgo	Ministeri Agricoltura, Lavori Pubblici, Ambiente + autorità locali	
Olanda	Autorità dell'Acqua nazionale e locale	minimo 20 anni
Austria	< 500 kW autorità locali > 500 kW governo centrale	Minimo 30 anni Massimo 90 anni
Portogallo	DRARN (Autorità Regionale per l'Ambiente e le Risorse Naturali)	fino a 35 anni
Svezia	Tribunale dell'Acqua	Perpetua con revisione ogni 20 anni
Regno Unito	In Scozia l'Agenzia per l'Ambiente (non richiesta se P<1MW), in Inghilterra e Galles l'Agenzia per l'Ambiente	perpetua in Scozia, 15 anni nel resto del Regno Unito

### 9.2.2 Autorizzazioni di carattere ambientale

A partire dagli anni '70, l'integrazione ambientale è diventata un elemento rilevante dei piccoli impianti idroelettrici e pertanto la normativa in vigore nella maggior parte degli Stati Membri prende in considerazione anche gli aspetti legati alla protezione dell'ambiente.

Attualmente a livello europeo ci sono principalmente 2 norme che producono degli effetti sui piccoli impianti idroelettrici:

- Natura 2000
- Direttiva 2000/60/CE (Water Framework Directive – WFD)

### 9.2.2.1 Valutazione di Impatto Ambientale (VIA)

Nella maggiorparte degli Stati Membri è necessario eseguire una Valutazione di Impatto Ambientale per poter ottenere una concessione di derivazione. La VIA consiste in uno studio scientifico e tecnico, che analizza la situazione presente e ipotizza quali potrebbero essere gli impatti sull'ambiente derivanti dalla realizzazione del progetto. Lo studio prende in considerazione la fauna, la flora, il paesaggio, il suolo, l'acqua, l'aria, il clima, l'ambiente circostante, gli equilibri biologici, la salvaguardia del patrimonio culturale, il fastidio arrecato a chi vive nei paraggi (rumore, vibrazioni, cattivi odori, illuminazione), la salute pubblica e la sicurezza.

La VIA è costituita da un insieme di valutazioni e perizie svolte sul sito: analisi idrobiologiche, valutazione del deflusso minimo vitale, osservazione del paesaggio, etc.

Una VIA ha 3 scopi principali:

- *Proteggere l'ambiente*: la VIA non prende in considerazione solo la conservazione delle aree e delle specie e la classificazione dei territori allo scopo di preservarle dalle attività umane, ma integra gli aspetti ambientali nella progettazione. Ciò significa concepire dei progetti che tutelino le persone, il paesaggio e le varie matrici ambientali, che non sprechino gli spazi e le risorse naturali e che limitino l'inquinamento di acqua, aria e suolo.
- *Informare le autorità e i cittadini*: la VIA, in quanto strumento volto all'informazione delle pubbliche amministrazioni, è un documento ufficiale e costituisce parte integrante dell'atto di autorizzazione. La VIA è anche uno strumento importante per informare i cittadini, soprattutto per favorire la partecipazione pubblica nelle procedure autorizzative.
- *Supportare nelle decisioni*: In quanto valutazione tecnica e scientifica dei vincoli ambientali, la VIA costituisce uno degli studi preliminari che il potenziale produttore deve eseguire. Insieme alle valutazioni tecniche ed economiche, la VIA può contribuire a migliorare la progettazione dell'impianto.

### 9.2.2.2 Deflusso Minimo Vitale (DMV)

La quantificazione del deflusso d'acqua che consente una soddisfacente produzione di elettricità e allo stesso tempo preserva l'ambiente acquatico, che salvaguarda alcune caratteristiche ambientali pur permettendo di mantenere i diversi usi delle acque, è stato da sempre il principale oggetto di discussione tra produttori da un lato e pescatori, agenzie per l'ambiente e associazioni ambientaliste dall'altro.

Laddove per un produttore idroelettrico la produzione di un'energia che non causa danni all'atmosfera a livello globale merita pieno supporto e non pesanti riduzioni della producibilità, le agenzie per l'ambiente e le associazioni ambientaliste considerano un basso deflusso minimo come una minaccia per un bene pubblico: la fauna aquatica.

I regolamenti sul DMV vengono generalmente stabiliti a livello nazionale e di solito fissano solo un valore minimo. Questo ha consentito alle autorità locali di recepire il valore minimo, ma di imporre in molti casi valori irragionevolmente più alti. In seguito all'approvazione della Direttiva Acque (Dir. 2000/60/CE) le autorità di bacino sono state maggiormente coinvolte nella definizione di questo valore. Laddove in passato le normative nazionali determinavano il DMV come una certa frazione della portata media

annua, le autorità di bacino studiano i singoli tratti di fiume, raccogliendo anche dati idrologici, sulla fauna acquatica, sulla qualità dell'acqua e simulandone il comportamento con modelli matematici. I valori di DMV che ne derivano sono spesso più elevati, ma quantomeno sono determinati in modo scientifico.

Ma, come esaminato più approfonditamente nel Capitolo 7, le formule utilizzate sono moltissime e il loro numero cresce di giorno in giorno. Ciò rappresenta un problema per il legislatore che deve emanare uno specifico regolamento e spesso risulta concretamente difficile reperire valori di riferimento o formule generali a cui attenersi.

I principali metodi di calcolo sono stati esaminati in dettaglio nel capitolo 7:

- metodi basati su valori idrologici e statistici
- formule basate sulla velocità e sulla profondità dell'acqua
- metodi basati sulla pianificazione multi-obiettivo prendendo in considerazione i parametri ecologici

All'interno di uno stesso gruppo di metodologie, i risultati ottenuti applicando un metodo o l'altro possono differire significativamente.

Non è possibile effettuare una comparazione generale tra metodi appartenenti a diversi gruppi, in quanto non sono riferiti allo stesso tipo di dati. E' possibile confrontare i risultati di metodi di tipo diverso solo se applicati a casi reali, dove sono disponibili tutte le informazioni necessarie. L'applicazione di 24 diversi metodi su un corso d'acqua ampio e con bassa pendenza ha fornito 24 risultati diversi e il rapporto tra il valore massimo e minimo era 192! Anche scartando i 4 valori più alti e i 4 valori più bassi il rapporto tra il valore massimo e minimo era ancora 14.

La conseguenza di tutto ciò è che tra i diversi regolamenti nazionali possono esserci grandi differenze.

Nei paragrafi seguenti verrà presentata una breve rassegna dei diversi metodi applicati nei paesi europei.

#### *Germania*

Non esiste un unico riferimento valido per tutto il paese e ogni *Länder* adotta una sua specifica regolamentazione. Un approccio molto diffuso è quello basato sul "medio deflusso minimo" e di solito il DMV è compreso tra 1/3 e 1/6 (il valore di 1/3 è quello più frequente). I rappresentanti del governo stabiliscono il valore nel corso dell'istruttoria per il rilascio della concessione.

#### *Grecia*

Il DMV deve essere almeno 1/3 del valore medio delle portate estive del corso d'acqua.

#### *Spagna*

Nel 1985 la legge spagnola sulle acque aveva determinato il DMV come il 10% della portata media annua calcolata su più anni. Questo veniva ritenuto dalle autorità locali come un valore minimo e per ogni progetto veniva fissato un valore più alto e spesso arbitrario. Nella nuova legge sulle acque del luglio 2001 è stato stabilito che il DMV deve essere determinato dalle autorità di bacino all'interno dei Piani di gestione dei bacini idrografici (in Spagna ce ne sono 14). Al momento una sola autorità di bacino (quella della regione Basca) ha elaborato un modello idrologico per determinarlo.

*Francia*

Il DMV non può essere inferiore a 1/10 della portata di riferimento (modulo) del corso d'acqua, corrispondente alla portata media annua valutata su dati riferiti ad un periodo di almeno 5 anni, o alla portata immediatamente a monte dell'opera di presa, se questa è più bassa. In ogni caso per corsi d'acqua o tratti di essi che presentino un modulo superiore a 80 m<sup>3</sup>/s, un decreto del Consiglio di Stato può, per ciascuno di essi, fissare un valore più basso, che comunque non dovrebbe essere inferiore a 1/20 del modulo.

*Italia*

La regolamentazione del DMV viene fatta dalle Autorità di Bacino o dalle autorità regionali e vengono applicate molte diverse metodologie. In generale, comunque, i metodi più diffusi sono quelli ipsografici con l'introduzione di fattori correttivi. La regolamentazione è in fase di revisione e aggiornamento.

*Austria*

L'Austria non ha previsto una formula generale da applicare, ma ha individuato una serie di approcci per ottenere un valore "corretto". Di solito il valore viene determinato da un esperto riconosciuto, all'interno della procedura di concessione, e ciò comporta una certa variabilità in quanto le perizie svolte da persone differenti portano a risultati diversi. Un primo valore approssimativo viene generalmente ricavato dai parametri idrologici, utilizzando come riferimenti la "media delle portate minime annue" e la "portata minima annua". Un modo utile ma talvolta costoso per evitare che siano fissati valori troppo alti è quello di presentare una propria perizia basata su misure dirette.

*Portogallo*

Il DMV deve essere uguale a o maggiore di 1/10 della portata media annua calcolata su più anni.

*Regno Unito*

Il Regno Unito non ha stabilito un metodo standard. La principale autorità competente (l'Agenzia per l'ambiente) esamina ciascun sito in modo individuale per poter rilasciare una concessione. Il punto di partenza per la negoziazione è di solito la Q<sub>95</sub> (che è la portata presente nel corso d'acqua per almeno 95 giorni all'anno), ma il valore finale può essere superiore o inferiore a questo riferimento.

In Scozia il DMV deve essere uguale o superiore al 45% della portata media annua calcolata su più anni.

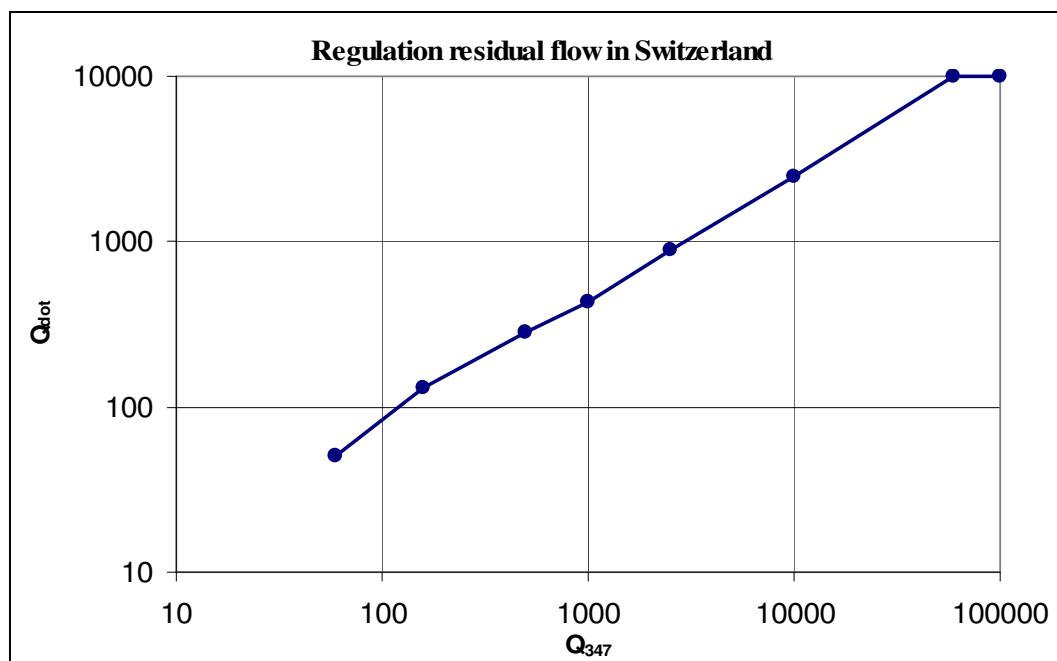
*Lituania*

Il territorio lituano è suddiviso in 2 regioni con diverse caratteristiche idrologiche, all'interno delle quali vengono imposti differenti valori di DMV. Nella prima regione idrologica, dove i fiumi presentano portate irregolari, il DMV è equivalente alla portata di magra della stagione calda (da aprile ad ottobre) che è presente per almeno 30 giorni corrispondente ad un tempo di ritorno di 5 anni (probabilità 0,80). Nella seconda regione idrologica, caratterizzata da corsi d'acqua con portate più regolari, il DMV è minore ed è calcolato con la stessa metodologia ma il tempo di ritorno delle portate è fissato in 20 anni (probabilità 0,95). Negli impianti con derivazione, indipendentemente dalla regione

idrologica in cui sono collocati, il DMV è fissato al 10% della portata media stagionale di lungo termine.

### Svizzera

Sebbene la Svizzera non appartenga alla Comunità Europea, presenta una regolamentazione del DMV che merita di essere presentata. Il valore è fissato a partire dalla  $Q_{347}$  (portata che è presente per più del 95% dell'anno), che ovviamente corrisponde a una portata di magra. Il grafico mostra la relazione tra la  $Q_{347}$  e la portata che deve essere rilasciata:



**Figura 9.1: Regolamentazione del DMV in Svizzera**

Per portate molto basse il DMV risulta essere l'80% della  $Q_{347}$ , in presenza di portate di 10.000 l/s la percentuale si riduce al 25% e dai 60.000 l/s ai 100.000 l/s il DMV resta costante in valore assoluto.

### 9.2.3 Procedura ad evidenza pubblica

In alcuni paesi il proponente deve espletare una procedura ad evidenza pubblica, in genere semplificata per gli impianti di piccola taglia. La procedura viene richiesta dall'autorità competente all'autorizzazione alla realizzazione dell'impianto. L'obiettivo di questa procedura è quello di informare la popolazione e di raccogliere eventuali opinioni, suggerimenti e obiezioni, in modo che l'autorità competente abbia a disposizione tutte le informazioni per decidere.

Un supervisore coordina l'attività: la visita al sito, la richiesta di informazioni integrative, la gestione degli incontri pubblici e in generale la gestione della tempistica della procedura. Il suo incarico si conclude con la consegna all'amministrazione competente di un rapporto

contenente il resoconto delle osservazioni emerse dal pubblico. Il supervisore deve scrivere nel rapporto delle conclusioni coerenti e chiare e deve specificare se concorda a meno con la realizzazione del progetto e se acconsentirebbe solo in presenza di alcune condizioni o garanzie. L'autorità competente non è obbligata a tenere conto del parere del supervisore.

#### **9.2.4 Permesso di costruire**

In generale è sempre necessaria una qualche forma di licenza edilizia, che viene rilasciata separatamente della concessione di derivazione. Si tratta di un'autorizzazione di competenza dei Comuni e viene regolamentata dalle normative edilizie e urbanistiche del Paese o della Regione. Spesso include uno studio dell'integrazione dell'impianto nel paesaggio e nell'ambiente. L'amministrazione locale deve verificare la conformità della realizzazione del progetto con la pianificazione urbanistica.

#### **9.2.5 Connessione alla rete**

L'autorizzazione alla connessione alla rete è una procedura autonoma rispetto alla concessione di derivazione e deve essere richiesta al gestore di rete responsabile per la rete a cui ci si vuole connettere (alta tensione o bassa tensione a seconda della potenza dell'impianto). A seguito dell'impegno della Comunità Europea per la diffusione delle fonti rinnovabili, c'è stato un forte incremento delle richieste di allacciamento alla rete per impianti distribuiti sul territorio, in particolare per gli impianti eolici. La capacità di connessione delle reti locali può saturarsi e in questo caso, per permettere nuovi allacciamenti, sono necessari interventi di adeguamento della rete, che sono sicuramente più costosi di una semplice connessione. E d'altra parte, per evitare interventi di potenziamento della rete non necessari, bisognerebbe poter pianificare in anticipo dove saranno effettuate le nuove connessioni.

Per fronteggiare questa situazione la Francia ha introdotto un sistema a database. Per ogni nuova domanda di allacciamento viene fatto uno studio preliminare, al termine del quale il gestore di rete fornisce una risposta al proponente, che a questo punto se vuole può richiedere uno studio di dettaglio della soluzione di allacciamento. Il prezzo dell'allacciamento può includere anche il costo di alcuni interventi di adeguamento della rete, ma questi costi sostenuti dal produttore (opportunamente registrati nel database organizzato dal gestore di rete) saranno in parte rimborsati in seguito se altri impianti sfruttano gli interventi pagati dal primo produttore.

#### **9.2.6 Altre procedure**

Altre procedure amministrative possono riguardare:

- Occupazione di suolo demaniale: un terreno demaniale forestato può dover essere utilizzato per accedere all'impianto o per farci passare un canale o una condotta. In questi casi potrebbe essere necessaria un'autorizzazione all'utilizzo del terreno, a seconda dello stato giuridico dello stesso. L'autorità competente è di solito quella responsabile per l'agricoltura e le foreste.

- *Procedure di esproprio di terreni privati:* lo sviluppatore di un impianto idroelettrico non è sempre il proprietario di tutti i terreni necessari per la realizzazione del progetto. Potrebbe essere necessario passare sul terreno di un vicino per l'accesso alla centrale o per realizzare una condotta.

Il proponente dovrà trovare un accordo con i proprietari dei terreni vicini interessati dal progetto. Nei casi in cui il proponente sia una pubblica amministrazione, di solito questa dispone di maggiori poteri e si avvale di maggiori diritti rispetto ad un privato. Se non viene raggiunto un accordo, l'amministrazione locale può forzare il proprietario ad accettare l'accordo in nome dell'interesse pubblico.

### 9.3 Alcuni esempi concreti

#### 9.3.1 Grecia

Secondo la normativa attualmente in vigore, per realizzare ed esercire un impianto alimentato a fonti rinnovabili sono necessarie 3 principali autorizzazioni:

- autorizzazione alla produzione di energia elettrica
- autorizzazione alla costruzione dell'impianto
- autorizzazione all'esercizio dell'impianto

La prima autorizzazione viene rilasciata a livello nazionale e costituisce un primo assenso alla possibilità di realizzare un certo progetto. Generalmente è facile ottenere questa autorizzazione a meno che non ci siano delle lacune nella domanda presentata. L'autorizzazione alla costruzione è la più difficile delle tre da ottenere, perché la procedura è piuttosto complessa e prevede il coinvolgimento di molti soggetti. Recentemente (Aprile 2003) è stato approvato un nuovo Decreto Ministeriale (1726/2003) per semplificare e velocizzare la procedura di questa autorizzazione.

La licenza di esercizio viene rilasciata solo dopo il completamento di tutte le opere e in un certo senso certifica che l'impianto è stato realizzato in conformità alle disposizioni delle due precedenti autorizzazioni e nel rispetto della normativa vigente.

##### 9.3.1.1 Autorizzazione alla produzione di energia elettrica

L'acquisizione dell'autorizzazione alla produzione di energia elettrica è il primo passo del percorso che porta all'acquisizione di tutte le autorizzazioni necessarie per la costruzione e l'esercizio di un impianto alimentato a fonti rinnovabili. Questa autorizzazione viene rilasciata dal Ministero per lo Sviluppo, sentito il parere dell'Autorità per l'energia elettrica. La richiesta per questa autorizzazione deve essere accompagnata dalle seguenti informazioni:

- Informazioni generali sul soggetto che richiede l'autorizzazione: ragione sociale, indirizzo, nome del legale rappresentante, etc.
- Documentazione finanziaria recente, inclusi i bilanci e le dichiarazioni dei redditi degli ultimi 3 anni
- Business-plan relativo ad un periodo di almeno 5 anni
- Studio di fattibilità

General information about the entity seeking the license: legal name, address, names of directors of board (where applicable), organisation chart, etc.

Recent financial statements, including the balance sheets and the income statements of the three most recent years  
Business plan, covering at least a period of five years  
Feasibility study.

#### 9.3.1.2 Autorizzazione alla costruzione dell'impianto

La procedura per ottenere questa autorizzazione è complessa e molto lunga. Per un impianto alimentato a fonti rinnovabili il proponente deve inviare la richiesta all'amministrazione regionale competente. Lo schema tipo di questa richiesta è stato definito dal Decreto Ministeriale 2000/2002. Il possesso di un'autorizzazione alla produzione di energia elettrica è un requisito fondamentale per poter inviare la domanda, che deve essere corredata da un certo numero di altri documenti, studi e mappe.

Sebbene l'amministrazione regionale dovrebbe funzionare da “sportello unico” per la richiesta di questa autorizzazione, ciò non significa che la domanda venga processata solo all'interno delle strutture regionali. Al contrario, l'amministrazione regionale interella una serie di altri soggetti prima di rilasciare l'autorizzazione. Vengono inoltre richieste altre autorizzazioni “intermedie” prima che sia rilasciata l'autorizzazione finale.

L'autorizzazione alla costruzione per un piccolo impianto idroelettrico ha validità di 2 anni, che significa che il proponente deve concludere i lavori entro questo termine. Può essere concessa una proroga di un ulteriore anno se si dimostra di aver già completato almeno il 70% delle opere.

#### Documentazione di accompagnamento

La domanda di autorizzazione alla costruzione dell'impianto deve essere accompagnata dalla seguente documentazione:

- certificazione che dimostra la disponibilità delle aree
- descrizione tecnica del progetto
- Studio di Impatto Ambientale
- Mappe e fotografie
- Dichiarazione giurata
- Soluzione tecnica di connessione alla rete
- Altra documentazione di supporto

#### Autorità e amministrazioni coinvolte nella Valutazione di Impatto Ambientale

Nella procedura di rilascio dell'autorizzazione alla costruzione, l'amministrazione regionale emette anche una “pronuncia di compatibilità ambientale”, che è un prerequisito per poter ottenere l'autorizzazione. Per emettere questo atto, che è basato sullo Studio di Impatto Ambientale, l'amministrazione regionale chiede il parere di numerose altre autorità e istituzioni: Servizio Forestale, l'ufficio urbanistico, la soprintendenza dei beni culturali, l'ente per l'aviazione civile, il Ministero della Difesa, l'autorità per le telecomunicazioni, l'ente nazionale per il turismo.

#### Procedura ad evidenza pubblica per la Valutazione di Impatto Ambientale

Prima di rilasciare la pronuncia di compatibilità ambientale, l'amministrazione regionale deve rendere pubblica la domanda di autorizzazione presentata dal proponente. A questo scopo, una copia della documentazione dello Studio di Impatto Ambientale viene inviata alla prefettura e alle amministrazioni comunali interessate dal progetto. Le amministrazioni

dei 3 livelli (regione, prefettura e comune) pubblicano un avviso con cui si concede un periodo di 30 giorni per inviare osservazioni.

Se vengono avanzate obiezioni, il progetto viene discusso in un incontro pubblico alla presenza della Prefettura e del Comune. La decisione finale spetta all'amministrazione regionale, che decide se rilasciare la pronuncia di compatibilità ambientale.

### 9.3.1.3 Autorizzazione all'esercizio dell'impianto

Questa autorizzazione viene rilasciata dall'amministrazione regionale, a seguito del completamento delle opere e dopo che ciascun ufficio competente ha certificato che l'impianto è conforme a tutte le prescrizioni e le condizioni che ne regolano la realizzazione e l'esercizio.

La domanda di autorizzazione deve essere corredata da tutta la documentazione necessaria.

## 9.3.2 Francia

La normativa francese distingue tra gli impianti con potenza inferiore o superiore a 4.500 kW. Gli impianti sotto i 4.500 kW devono essere autorizzati dal Prefetto, che è il rappresentante locale del Governo. La procedura necessaria viene descritta più avanti e nei casi più problematici possono essere necessari da 5 a 10 anni per completarla. A seguito dell'approvazione della Direttiva 2001/77/CE il Governo francese promosse un dibattito sulla semplificazione delle procedure autorizzative per le fonti rinnovabili e, con riferimento al piccolo idroelettrico, la conclusione fu che la procedura non sarebbe dovuta durare più di 2 anni.

Gli impianti con potenza superiore a 4.500 kW necessitano di una concessione rilasciata dal Consiglio di Stato. La durata massima della concessione è di 75 anni e può essere rinnovata per ulteriori periodi di 30 anni. Se da un lato la concessione può essere revocata o negata senza alcuna indennità per questioni di pubblica sicurezza o di difesa nazionale, dall'altro essa presenta dei vantaggi legati allo status di "servizio di pubblica utilità", sebbene la procedura per riconoscerlo sia piuttosto complessa. Questi progetti necessitano di un'approfondita conoscenza della materia e pertanto la procedura necessaria non viene illustrata in questa guida.

### 9.3.2.1 Classificazione dei fiumi

Un elemento importante della normativa francese è rappresentato dal fatto che parte della rete fluviale, sulla base dei decreti attuativi della Legge del 16 ottobre 1919, è stata classificata come interdetta allo sfruttamento energetico. Pertanto coloro che vogliono realizzare un impianto devono preventivamente verificare che il sito non rientri tra le aste classificate in questo modo.

### 9.3.2.2 Procedura di autorizzazione

Secondo la legge del 16/10/1919, come la concessione, l'autorizzazione viene rilasciata per un massimo di 75 anni e può essere rinnovata. Di fatto questa durata viene attualmente accorciata a 30 anni, in modo che ad ogni rinnovo il produttore debba adeguarsi alla nuova normativa vigente.

Il Decreto 95-1204 del 06/11/1995 indica quali sono i documenti da allegare alla richiesta di autorizzazione. I principali sono:

- generalità del richiedente
- inquadramento geografico e descrizione tecnica del progetto
- studio di impatto ambientale per i progetti con potenza superiore ai 500 kW; se la potenza è inferiore ai 500 kW è sufficiente uno studio semplificato (“notice d’impact”)
- durata richiesta per l’autorizzazione
- informazioni finanziarie ed economiche
- informazioni sulla proprietà dei terreni

La domanda di autorizzazione deve essere inviata al Prefetto, che la inoltra al Servizio di Polizia Idraulica (SPE, “service chargé de la police des Eaux”). L’SPE analizza la pratica e la trasmette alle autorità regionali competenti: Direzione regionale per l’industria, la ricerca e l’ambiente (DRIRE), Direzione regionale per l’ambiente (DIREN), Consiglio superiore per la pesca (CSP). L’SPE può anche richiedere al proponente delle informazioni integrative. Dopo aver ricevuto i pareri di tutte le amministrazioni coinvolte, l’SPE rinvia la pratica al Prefetto. Se il Prefetto intende approvare il progetto, emana un decreto con cui apre un’inchiesta pubblica.

Dopo aver ricevuto il parere del Consiglio di Contea, del Sindaco e di tutte le amministrazioni locali coinvolte, l’SPE scrive un disciplinare di concessione e la decisione finale spetta al Prefetto. Se il Prefetto accoglie la richiesta, emana un decreto di autorizzazione con cui autorizza l’inizio dei lavori. Al termine della costruzione dell’impianto viene fatta un’ispezione alla presenza delle autorità pubbliche che rilasciano un verbale di collaudo.

#### 9.3.2.3 Connessione alla rete

Secondo la legge del 10 febbraio 2000 e i suoi decreti attuativi, la rete ha l’obbligo di ritirare l’energia prodotta da impianti alimentati a fonti rinnovabili con potenza inferiore a 12 MW, ma il produttore deve dimostrare di non essere in grado di vendere la sua energia ad un buon prezzo a un altro cliente e deve inoltrare un’apposita richiesta al gestore di rete. Gli impianti di potenza inferiore ai 10 MW vengono connessi alla rete di distribuzione (bassa tensione), mentre quelli di potenza superiore a 10 MW vengono connessi alla rete di trasmissione ad alta tensione.

Il produttore deve quindi portare avanti due procedure in parallelo:

- richiesta di autorizzazione all’esercizio dell’impianto, da inviare al Ministero competente per l’Energia (decreto 2000-877 del 7 settembre 2000)
- richiesta del certificato di obbligo di ritiro dell’energia, da richiedere alla direzione regionale per l’industria

#### 9.3.3 Irlanda

In Irlanda le procedure autorizzative si svolgono come segue:

##### 9.3.3.1 Licenza edilizia

La richiesta di licenza edilizia prevede il deposito di numerosi documenti, mappe e progetti.

Il richiedente deve tenere conto di tutte le previsioni contenute nei Piani di Sviluppo riguardo alle fonti rinnovabili. Questi piani vengono aggiornati ogni 5 anni.

Il richiedente deve dare conto di quale sarà l'impatto dell'impianto sull'area dove viene realizzato e questo viene fatto tramite una Valutazione di Impatto Ambientale. La VIA viene richiesta anche se l'impianto è collocato in un'area qualificata come patrimonio culturale nazionale, Sito di Importanza Comunitaria (SIC) o Zona a Protezione Speciale (ZPS) o altre specificamente indicate.

La procedura di Valutazione di Impatto Ambientale viene regolata negli atti governativi del 1990 su pianificazione e sviluppo.

Tipicamente uno Studio di Impatto Ambientale (SIA) contiene un'analisi degli impatti del progetto con riferimento ai seguenti elementi: acqua, suolo e geologia, aria, rumore, flora e fauna, patrimonio culturale, campi elettromagnetici, impatto visivo, effetti sul clima, interazioni tra i vari impatti e possibili alternative. Lo SIA è determinate per decidere se una domanda di autorizzazione può essere accolta o meno, pertanto deve essere chiaro, approfondito e affrontare tutti gli aspetti che possono essere di interesse per i pianificatori. I pianificatori e le amministrazioni pubbliche sono disponibili a fornire consigli e informazioni sulle procedure di scooping e di VIA.

#### 9.3.3.2 Accordi per la regolamentazione dell'energia elettrica

Ci sono 2 accordi da definire:

- 1) Autorizzazione alla costruzione: chiunque intenda realizzare un nuovo impianto di produzione di energia, o riattivarne uno, deve ottenere un'autorizzazione alla costruzione ai sensi della sezione 16 del Regolamento sull'Elettricità del 1999.
- 2) Autorizzazione alla generazione di energia: ai sensi della sezione 14 del Regolamento sull'Elettricità del 1999, la Commissione ha il potere di rilasciare o meno una licenza alla produzione di energia elettrica.

Per gli impianti di potenza inferiore ai 5 MW esiste una procedura semplificata per entrambe le autorizzazioni. Inoltre è attualmente in corso un dibattito per valutare se gli impianti più piccoli possano essere esentati dal rilascio di queste autorizzazioni.

La Commissione verifica che l'impianto in progetto soddisfi i seguenti criteri:

- non impatti in modo negativo sulla stabilità o sulla capacità della rete
- sia fattibile dal punto di vista economico
- rispetti i requisiti e gli standard ambientali

#### 9.3.3.3 Contratto per la vendita dell'energia

Per poter ottenere un finanziamento da una banca, il futuro produttore dovrà dimostrare di avere un acquirente che acquisti la sua energia per un certo numero di anni. Attualmente ci sono due strade per fare questo:

- 1) “Fabbisogno di energia alternativa”: si tratta di una procedura di gara organizzata dal Governo che mette in palio dei contratti di acquisto dell'energia da produttori privati. Questi contratti prevedono che il gestore di rete acquisti l'energia ad un prezzo prestabilito per 15 anni e pertanto c'è alta competizione per aggiudicarseli e non c'è alcuna garanzia di ottenerli.
- 2) “Accesso di terzi”: si può sottoscrivere un accordo con un acquirente all'interno mercato elettrico che garantisce al produttore di acquistargli l'energia ad un certo prezzo per un certo numero di anni. Questi prezzi possono essere abbastanza competitivi e in genere non sono molto più alti di quelli garantiti dal Governo.

### 9.3.4 Austria

La prima fase consiste in un confronto con gli esperti governativi. Il richiedente deve presentare uno studio di fattibilità in relazione agli aspetti principali (corso d'acqua interessato dalla derivazione, localizzazione geografica, salto, portata, tipo di impianto, potenza, producibilità, etc) e deve presentarlo ai rappresentanti del Governo. Questa è una fase preliminare, per verificare che non ci sia incompatibilità con altri progetti presentati o con la pianificazione territoriale attuata dal Governo. Superata questa fase viene predisposto un progetto definitivo, che rispetto a quello preliminare contiene tutti i dettagli per passare alla fase di realizzazione. Questo progetto è quello che viene sottoposto alla negoziazione per il rilascio dell'autorizzazione. Un passaggio importante di questa procedura è l'inchiesta pubblica, all'interno della quale la popolazione (inclusi i pescatori e gli altri portatori di interesse) è chiamata ad esprimere il proprio parere sul progetto. Il supervisore di questi incontri ha il compito di raccogliere tutte le osservazioni e alla fine stabilire se il progetto può essere realizzato o meno.

La fase successiva riguarda la verifica di compatibilità ambientale. Sebbene alcune valutazioni e prescrizioni di tipo ambientale siano già presenti nell'atto di concessione, può accadere che vengano richieste misure ulteriori o particolari autorizzazioni. La concessione dura in genere 30 anni, ma è possibile richiedere concessioni più lunghe. In Austria non è previsto il pagamento di un canone di concessione.

Predisporre un buon progetto e collaborare con i responsabili governativi incaricati della valutazione è di fondamentale importanza. In particolare è opportuno includere nel proprio team un esperto ambientale che prepari una buona relazione su come vengono gestiti gli aspetti ambientali.

Al momento non esistono fiumi “vietati” per l'idroelettrico, sebbene ci sono delle aree in cui tutti sanno che non verrebbe mai rilasciata una concessione e quindi è come se ci fosse un divieto implicito.

Non esiste una regola generale per il DMV e di solito il valore varia tra il valore minimo di portata e il valore medio dei minimi di portata. I molti casi può essere opportuno elaborare un proprio studio. Infatti in assenza di questo le autorità possono facilmente imporre il loro valore, che di solito è cautelativamente alto, molto più alto di quello che può emergere dal proprio studio e pertanto vale la pena di spendere dei soldi per farlo.

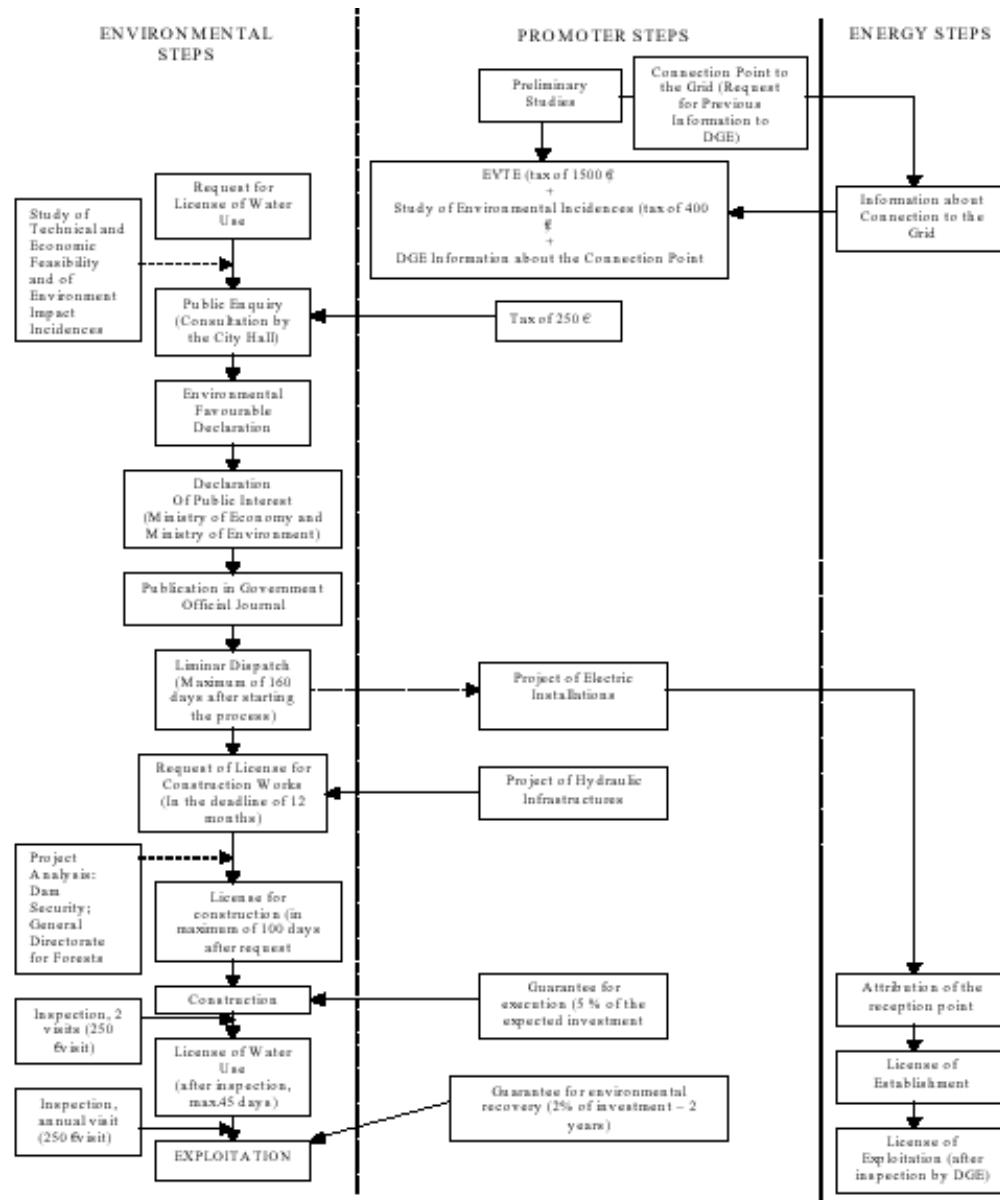
### 9.3.5 Portogallo

Di seguito viene riportato come esempio il diagramma di flusso del procedimento autorizzativo in Portogallo. Nel diagramma sono rappresentate le principali fasi e procedure amministrative che sono necessarie per poter sfruttare un sito per l'uso idroelettrico e per poter produrre elettricità privatamente (produzione soggetta ad un regime speciale). Vengono prese in considerazione 4 autorizzazioni principali:

- licenza per la realizzazione delle opere idrauliche
- licenza di officina
- concessione di derivazione
- licenza di utilizzazione

A scopo informativo, sono state riportate anche le tasse e la cauzione da versare durante le varie fasi del procedimento, eccetto quelle riferite alla Direzione Generale dell'Energia che hanno un'incidenza molto più bassa.

Nel grafico non è rappresentato il caso di un piccolo impianto idroelettrico realizzato in aree sottoposte a particolari vincoli ambientali (es. Rete Natura 2000), in quanto si ritiene che il costo di uno Studio di Impatto Ambientale non sia compatibile con il budget a disposizione di coloro che intendono realizzare impianti di potenza inferiore a 1MW. Nello schema a blocchi la richiesta per il punto di dispacciamento, inoltrata alla Direzione Generale per l'Energia, è stata presentata come un'azione conseguente al rilascio del rapporto finale della Direzione Regionale del Ministero dell'Ambiente, sebbene questa specifica circostanza non sia regolata da nessuna normativa.



**Figura 9.2: diagramma di flusso del procedimento autorizzativo in Portogallo**

### 9.3.6 Polonia

La procedura di autorizzazione è costituita da 4 fasi principali:

- Fase 1 - Domanda all'Autorità regionale per l'Acqua

Per prima cosa bisogna contattare l'autorità per l'acqua responsabile per la zona in cui si vuole realizzare l'impianto. L'autorità esamina la domanda e prende una decisione. Se viene rilasciata un'approvazione generale, questa contiene anche le eventuali prescrizioni imposte.

- Fase 2 – Domanda all'autorità comunale (Gmina)

All'autorità comunale responsabile viene sottoposta una domanda più dettagliata, relativa al permesso di costruire l'impianto e di gestire una certa area di terreno. Questa richiesta deve contenere le informazioni di base sul progetto: dimensioni, localizzazione, impatti sul territorio. L'autorità comunale verifica la compatibilità del progetto con le strategie e le politiche di pianificazione locale e rilascia l'eventuale approvazione contenente le opportune prescrizioni.

- Fase 3 – Domanda all'Autorità di Distretto (Powiat)

L'Autorità di distretto deve rilasciare l'autorizzazione all'uso dell'acqua e all'esercizio dell'impianto. Questo è il documento più importante e per ottenerlo bisogna presentare tutte le informazioni relative al progetto. Il documento è molto dettagliato e contiene anche l'approvazione da parte dell'Autorità regionale per l'Acqua, che in questa fase può cambiare opinione rispetto all'approvazione generale rilasciata inizialmente. Tra le informazioni da presentare ci sono il piano economico-finanziario, uno studio di impatto ambientale e un programma di manutenzione. In seguito a questo, il Powiat rilascia il permesso di costruire in cui viene specificato anche quale sarà il soggetto che dovrà verificare l'impianto al termine dei lavori. Questo soggetto può essere chiunque, anche lo spazzacamino del paese! Una volta fatta la verifica, bisogna richiedere un'ulteriore autorizzazione all'Autorità per l'Acqua, al Gmina e al Powiat per poter iniziare a produrre.

- Fase 4 – connessione alla rete

La negoziazione per stabilire le condizioni di accesso alla rete e quella relativa alla sottoscrizione di un contratto per la vendita dell'energia vengono condotte separatamente e possono essere entrambe piuttosto complicate. Di solito vengono richieste delle previsioni giornaliere e orarie sulla produzione e sono previste delle penalità se il produttore non rispetta il programma comunicato.

### 9.3.7 Svizzera

Come in tutti gli stati federali, in Svizzera la normativa varia passando da un cantone all'altro. Ciononostante le procedure autorizzative sono simili e vengono comunque applicate alcune leggi federali:

- Legge sulla tutela dell'acqua (deflusso minimo vitale):  
[http://www.admin.ch/ch/f/rs/c814\\_20.html](http://www.admin.ch/ch/f/rs/c814_20.html)
- Legge sull'energia (connessioni alla rete e condizioni di ritiro dell'energia):  
[http://www.admin.ch/ch/f/rs/c730\\_0.html](http://www.admin.ch/ch/f/rs/c730_0.html)
- Legge sull'uso della forza idraulica (concessioni di derivazione):  
[http://www.admin.ch/ch/f/rs/c721\\_80.html](http://www.admin.ch/ch/f/rs/c721_80.html)

Queste sono le principali norme che regolano il settore dell'idroelettrico in Svizzera, in particolare con riferimento al piccolo idroelettrico.

Inoltre la nuova legge sull'energia nucleare modifica la legge sull'energia e istituisce un

fondo di compensazione, finanziato con oneri sulla trasmissione in alta tensione, per garantire delle tariffe incentivanti ai produttori di energia da piccolo idroelettrico.

Il rilascio della concessione può essere di competenza del Cantone (ad esempio nel Cantone di Vaud), comunale (come nel Vallese) o municipale (in alcuni Cantoni). Non c'è nessuna competenza a livello federale, ma c'è invece un'autorità per la supervisione dei grandi impianti.

Gli impianti realizzati sulle reti acquedottistiche o sugli scarichi di acque reflue in generale non necessitano della concessione, anche se non è una regola assoluta.

La normale procedura di autorizzazione è descritta nel capitolo 7 del documento “Introduction to the construction and the exploitation of SHP” che è scaricabile al seguente indirizzo: [http://www.smallhydro.ch/français/download/download\\_f.htm](http://www.smallhydro.ch/français/download/download_f.htm)

Per maggiori informazioni contattare l'ufficio federale per l'energia (<http://www.suisse-energie.ch/internet/02007/index.html?lang=fr>).

L'**Appendice A** fornisce una panoramica generale dell'attuale quadro legislativo a cui il settore del piccolo idroelettrico si deve conformare a livello europeo.

## APPENDICE A: IL PICCOLO IDROELETTRICO NEL MERCATO INTERNO DELL'ENERGIA ELETTRICA

### INTRODUZIONE

Il settore elettrico europeo si sta allontanando da un regime di monopolio nel campo della generazione e sta andando verso un mercato più concorrenziale, in cui i clienti avranno la possibilità di scegliere tra diversi fornitori di energia. Ciò sta già avvenendo in alcuni Stati Membri dell'Unione Europea, come Austria, Danimarca, Finlandia, Germania, Italia, Spagna, Svezia e Regno Unito (dove il mercato è dichiarato aperto al 100%), ma a breve verrà realizzata in ciascuno di essi. Ci si sta muovendo da un regime normativo complesso verso uno che fa maggiore affidamento su meccanismi di mercato. Un elemento essenziale delle nuove regole di mercato è quello di garantire che tali norme guidino il mercato verso risorse più pulite, che siano compatibili con l'interesse pubblico.

La maggior parte dei climatologi concorda sul fatto che i gas ad effetto serra siano responsabili del cambiamento climatico e che questo comporterà gravi danni per l'ambiente terrestre, con pesanti conseguenze per l'umanità. Inoltre, l'Unione Europea si è impegnata a rispettare il protocollo di Kyoto e deve migliorare la sicurezza degli approvvigionamenti energetici, tramite il ricorso alle fonti rinnovabili interne, per ridurre la propria dipendenza dai combustibili fossili importati.

In questo nuovo contesto, la posizione di mercato del settore europeo del piccolo idroelettrico dipende dal quadro legislativo in vigore nella UE.

Ci sono essenzialmente due disposizioni legislative rilevanti:

- *Direttiva 2001/77/CE* per la promozione dell'energia elettrica prodotta da fonti energetiche rinnovabili (FER), nota come Direttiva RES-E (Renewable Energy Sources Electricity). Essa istituisce il quadro giuridico applicabile in tutti gli Stati Membri per la promozione dell'energia elettrica prodotta da fonti energetiche rinnovabili e fissa l'ambizioso obiettivo di raddoppiare il contributo delle fonti energetiche rinnovabili al consumo interno lordo all'interno dell'UE entro il 2010.
- *Direttiva 2003/54/CE* relativa a norme comuni per il mercato interno dell'energia elettrica, che stabilisce delle regole comuni per la generazione, trasmissione, distribuzione e fornitura di energia elettrica. Essa definisce, fra le altre cose, le norme organizzative e di funzionamento del settore elettrico, l'accesso al mercato e la gestione dei sistemi.

All'interno di questo quadro normativo, ci sono tre aspetti che riguardano in particolare il settore del piccolo idroelettrico: (i) gli obiettivi fissati nella legislazione e la difficoltà di raggiungerli, (ii) le strutture tariffarie e i regimi di sostegno attualmente in vigore e la loro efficacia e (iii), le barriere ancora esistenti nonostante il nuovo quadro legislativo favorevole.

### A.1 OBIETTIVI

La Direttiva RES-E stabilisce obiettivi indicativi nazionali per il contributo di energia elettrica prodotta da fonti energetiche rinnovabili al consumo lordo di elettricità entro il 2010 in ciascuno Stato Membro. Tuttavia, essa non fornisce alcuna indicazione per il contributo di ciascuna FER all'obiettivo totale, lasciando questa decisione ai singoli Stati

Membri. Sebbene ciò sia pienamente coerente con il concetto di “Direttiva” e con il principio di sussidiarietà, potrebbe però indurre meccanismi di concorrenza sleale tra le diverse fonti energetiche rinnovabili. La Tabella A.1 mostra gli obiettivi indicativi nazionali stabiliti dalla Direttiva per ciascuno Stato Membro.

**Tabella A.1: Valori di riferimento degli obiettivi indicativi nazionali degli Stati Membri per il contributo di energia elettrica prodotta da fonti energetiche rinnovabili al consumo lordo di elettricità entro il 2010**

	RES-E TWh 1997	RES-E TWh 1997	RES-E % 2010
<b>Belgio</b>	0.86	1.1	6.0
<b>Danimarca</b>	3.21	8.7	29.0
<b>Germania</b>	24.91	4.5	12.5
<b>Grecia</b>	3.94	8.6	20.1
<b>Spagna</b>	37.15	19.9	29.4
<b>Francia</b>	66.00	15.0	21.0
<b>Irlanda</b>	0.84	3.6	13.2
<b>Italia</b>	46.46	16.0	25.0*
<b>Lussemburgo</b>	0.14	2.1	5.7
<b>Olanda</b>	3.45	3.5	9.0
<b>Austria</b>	39.05	70.0	78.1
<b>Portogallo</b>	14.30	38.5	39.0
<b>Finlandia</b>	19.03	24.7	31.5
<b>Svezia</b>	72.03	49.1	60.0
<b>Regno Unito</b>	7.04	1.7	10.0
<b>Comunità Europea (a 15 paesi )</b>	<b>338.41</b>	<b>13.9</b>	<b>22</b>

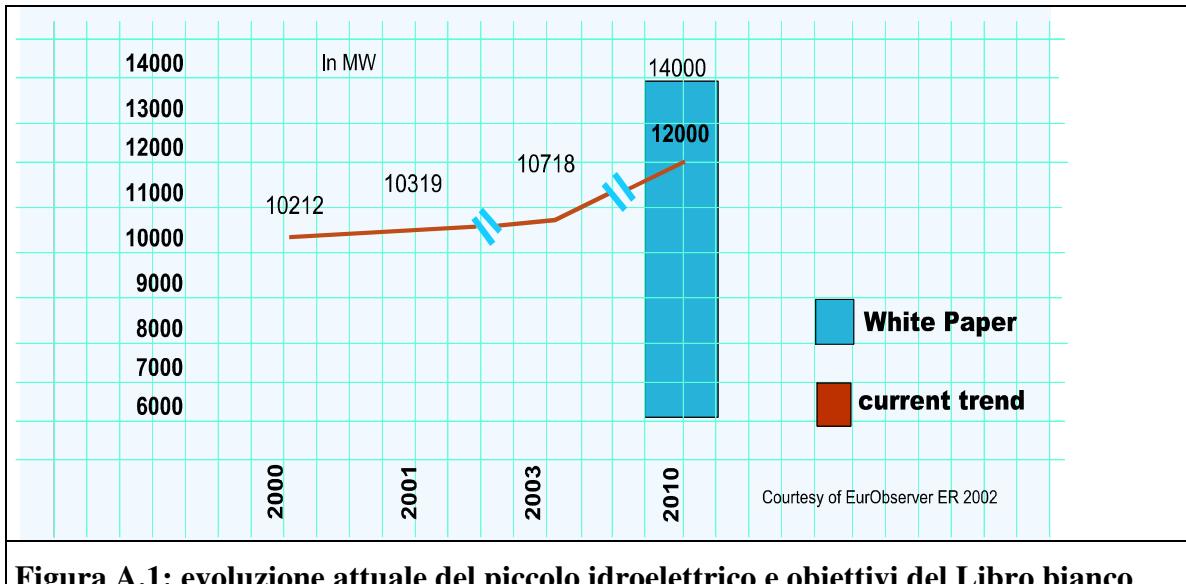
\*L'Italia dichiara che il 22 %potrebbe essere una cifra realistica,nell'ipotesi che nel 2010 il consumo interno lordo di elettricità ammonti a 340 TWh.

Nel mese di ottobre 2003, ciascuno Stato Membro ha iniziato a fare rapporto alla Commissione Europea circa la propria strategia nazionale su come raggiungere l'obiettivo previsto in relazione alle diverse fonti energetiche rinnovabili.

Una volta che la legislazione nazionale avrà stabilito obiettivi concreti per il breve-medio termine per ogni tipo di tecnologia, potrà essere effettuata una valutazione dell'efficacia della Direttiva RES-E per il settore del piccolo idroelettrico (SHP).

Tuttavia, il Libro Bianco per una strategia comunitaria e il Piano d'Azione Comunitario (97) 599 definitivo (26/11/97) fissano per il piccolo idroelettrico un obiettivo ambizioso e concreto di circa 14.000 MW di potenza installata entro l'anno 2010.

Come mostrato in figura A.1, applicando il tasso medio annuo di crescita degli ultimi anni fino al 2010, la potenza installata dei piccoli impianti idroelettrici europei arriverebbe a circa 12.000 MW, ma si ritiene che l'obiettivo potrebbe ancora essere raggiunto se il quadro normativo fosse razionalizzato.



**Figura A.1: evoluzione attuale del piccolo idroelettrico e obiettivi del Libro bianco**

Secondo le associazioni nazionali che rappresentano il settore, la lentezza dello sviluppo del piccolo idroelettrico negli ultimi anni non è dovuta, nella maggior parte dei casi, a ragioni economiche, ma all'esistenza di significativi ostacoli amministrativi e ambientali. Sebbene la definizione di un adeguato quadro di sostegno economico per i piccoli impianti idroelettrici sia una condizione imprescindibile, non è tuttavia sufficiente a promuoverne lo sviluppo.

Se la Commissione vuole attuare un'effettiva politica di sostegno del piccolo idroelettrico, dovrà includere tra le sue priorità l'eliminazione delle barriere amministrative e ambientali che ne stanno bloccando lo sviluppo e che hanno almeno la stessa importanza che viene attribuita alla definizione di un sistema comune di compensazione.

## A.2 STRUTTURE TARIFFARIE E REGIMI DI SOSTEGNO

La promozione delle fonti di energia rinnovabile allo scopo di aumentarne la quota nel mix di fonti energetiche, attuata in particolare garantendo degli schemi di supporto efficaci e appropriati, è al centro degli obiettivi della politica energetica dell'UE: sicurezza e diversificazione degli approvvigionamenti, competitività e tutela ambientale. Inoltre, le fonti rinnovabili avranno bisogno di strategie di sostegno nel breve e medio termine per sviluppare e mantenere gli impegni di Kyoto. Le ragioni per cui le FER necessitano di tale sostegno sono fondamentalmente legate a due elementi:

- **Costo.** Al momento il maggiore svantaggio delle fonti energetiche rinnovabili consiste nel fatto che, in base alle attuali condizioni di mercato caratterizzate dalla non internalizzazione dei costi esterni della produzione di energia, i costi tendono ad essere notevolmente superiori a quelli delle fonti convenzionali di energia. È generalmente riconosciuto che le fonti di energia convenzionali non solo non pagano pienamente i propri costi esterni, ma spesso sono anche fortemente sovvenzionate. La ricerca condotta per conto dell'Unione Europea nel contesto del progetto ExternE mostra che il costo dell'energia elettrica prodotta da carbone e petrolio nell'UE sarebbe in media doppio se venissero inclusi i costi esterni sull'ambiente e sulla salute. Il risultato è che

l'elettricità generata con fonti energetiche rinnovabili non può competere, in un mercato libero, con quella generata con le fonti convenzionali. Di conseguenza sembra corretto concludere che, per potersi sviluppare concretamente, le fonti rinnovabili richiedono due elementi essenziali: (i) un meccanismo di supporto dei prezzi, che consenta ai produttori da rinnovabili di entrare nel mercato e ricavare un utile ragionevole e (ii) un quadro normativo stabile, in modo tale che gli investitori possano entrare nel mercato senza temere che il meccanismo di sostegno dei prezzi possa essere modificato in maniera non favorevole.

- **Infrastrutture.** I produttori da fonti rinnovabili hanno un certo numero di sfide importanti da affrontare, dalla pianificazione, ai problemi di connessione di rete. Il futuro delle fonti rinnovabili dipende molto probabilmente da una combinazione di prezzi e sostegno politico. Eliminare le distorsioni, abolendo le sovvenzioni per la produzione convenzionale e internalizzando i costi esterni, sarebbe un percorso troppo lungo. Il problema dei costi esterni potrebbe essere corretto all'interno dell'UE introducendo ad esempio una tassa sulle emissioni di CO<sub>2</sub>, almeno per quanto riguarda i combustibili fossili. Secondo l'APPA (l'Associazione spagnola dei produttori indipendenti di energia rinnovabile), i costi esterni della produzione di energia elettrica da fonti convenzionali devono essere considerati un elemento di riferimento essenziale al fine di quantificare la compensazione che deve essere corrisposta ai piccoli impianti idroelettrici in virtù dei loro benefici ambientali e sociali.

Gli Stati Membri sostengono le FER in uno o più modi: ricerca e sviluppo (R&S), sgravi / esenzioni fiscali, prezzi garantiti, contributi in conto capitale e simili. La Commissione stessa ha sostenuto per più di un decennio la ricerca e lo sviluppo nel settore delle energie rinnovabili nell'ambito di diversi programmi quadro per la ricerca e lo sviluppo (FPs), sei fino ad ora. Tuttavia, grazie al Libro bianco e in particolare alla direttiva RES-E, sono state sviluppate nei paesi della UE degli strategie politiche per incoraggiare gli investimenti nella produzione di energia elettrica da fonti rinnovabili. È chiaro che senza un quadro tariffario definito, che possa garantire la previsione di un ritorno degli investimenti, le tecnologie rinnovabili non si riusciranno a raggiungere gli obiettivi indicati nel quadro legislativo. La direttiva RES-E definisce le fonti energetiche rinnovabili come le fonti di energia non fossili; la proposta originale limitava l'idroelettrico ai soli impianti di potenza installata fino a 10 MW, ma questa disposizione è stata eliminata nella stesura finale.

Alcuni Stati Membri, come la Spagna, hanno istituito una tariffa incentivante per l'energia elettrica prodotta in impianti con una potenza installata da 10 a 50 MW, anche se il premio diminuisce all'aumentare della potenza. Altri Stati Membri incrementano il sostegno per i piccoli impianti, tramite un premio che diminuisce all'aumentare della produzione.

Un esempio è l'Austria, dove il primo GWh prodotto in un nuovo impianto è pagato 5,96 €cent/kWh, i 3 GWh successivi 4,58 €cent/kWh e, una volta superati i 24 GWh, il prezzo scende a 3,31 €cent/kWh. Un quadro dettagliato delle tariffe applicate ai piccoli impianti idroelettrici nell'Unione Europea è presentato nel capitolo 8.

La Direttiva 2003/54/CE, relativa alle regole comuni per il mercato interno dell'energia elettrica, evidenzia anche la priorità da assegnare agli impianti di generazione che utilizzano fonti rinnovabili di energia.

Gli strumenti di sostegno istituiti nei diversi Stati Membri sono tutti basati su due sistemi principali. Come mostra la Figura A.2, gli strumenti possono andare ad agire sulla

domanda o sull'offerta di energia rinnovabile e possono essere incentrati sulla produzione di energia o sulla potenza installata degli impianti.

All'interno di questa classificazione, ci sono fondamentalmente tre principali strumenti per promuovere le fonti rinnovabili. Questi strumenti sono: (i), tariffe incentivanti (Feed-in) (ii) quota d'obbligo in combinazione con un sistema di certificati verdi e (iii) sistemi con gara sulle offerte. Oltre ai tre principali strumenti, ci sono possibili meccanismi complementari, come i contributi agli investimenti e le misure fiscali.

Quando la direttiva RES-E è stata elaborata, la Commissione era propensa ad adottare un sistema basato su gare, reso popolare in quel momento dal programma NFFO del Regno Unito, ma nella versione finale ha deciso di lasciare libera scelta agli Stati Membri. Pertanto la Direttiva non indica quale insieme di strumenti di sostegno sarebbe consigliabile. Ne consegue che ciascuno Stato Membro continua a sviluppare delle proprie combinazioni di misure di sostegno per promuovere le rinnovabili.

		<b>Sistemi basati sulla produzione (kWh)</b>	
		<b>Offerta</b>	<b>Domanda</b>
tariffe incentivanti incentivi fiscali sistemi con gara	quota d'obbligo Certificati Verdi (incentivi fiscali)		
(incentivi) contributi in conto capitale (incentivi fiscali)	(quota d'obbligo)		
			<b>Sistemi basati sulla potenza installata (kW)</b>

Fonte: Renewable electricity policies in Europe. Country fact sheets 2003, ECN

**Figura A.2: Strumenti di sostegno alle FER**

- **Contributi in conto capitale:** le istituzioni offrono dei contributi agli investimenti per le tecnologie rinnovabili, in generale in termini di percentuale sul totale dell'investimento. Questo tipo di sostegno può contribuire a superare la barriera di un investimento iniziale elevato ed è comunemente utilizzato per stimolare gli investimenti nelle tecnologie rinnovabili più costose.
- **Tariffe incentivanti:** sono attualmente in vigore in diversi Stati Membri dell'Unione (in particolare Germania e Spagna) e sono costituite da un prezzo specifico fissato per le rinnovabili che le compagnie elettriche, di solito i distributori, pagano ai produttori privati da fonti rinnovabili. Una variante del sistema prevede che il governo stabilisca un premio fisso da sommare al normale prezzo di vendita dell'energia elettrica. La tariffa fissa o il premio fisso possono essere rivisti dal governo in modo da rispecchiare la diminuzione dei costi della tecnologia.

- **Sistemi con quota d'obbligo e Certificati Verdi:** la quota d'obbligo è utilizzata per imporre un quantitativo minimo di produzione o di consumo di energia elettrica da fonti rinnovabili. Il governo delinea le condizioni entro le quali il mercato è obbligato a produrre, vendere o distribuire una certa quantità di energia da fonti rinnovabili. L'obbligo è imposto sul consumo o sulla produzione. Le quote d'obbligo possono di solito essere negoziate tra le imprese al fine di evitare distorsioni del mercato. In questo sistema è quindi necessario istituire un "Certificato Verde" negoziabile (Tradable Green Certificate, TGC). Attualmente questo sistema è operativo ad esempio nei Paesi Bassi, in Irlanda e in Italia ed ne è prevista l'introduzione in Danimarca e nelle Fiandre. I produttori vendono l'energia elettrica sul mercato libero, ma allo stesso tempo ricevono un "certificato verde" per MWh prodotto, che viene commercializzato separatamente dalle partite fisiche di energia. Il valore del certificato deriva dall'obbligo, imposto a tutti i consumatori, di acquistare dai produttori da FER una certa quantità di certificati verdi corrispondente ad una percentuale fissa o una quota del loro consumo/produzione totale di energia elettrica. Dal momento che i consumatori desiderano acquistare i certificati al prezzo più basso possibile, si sviluppa un mercato secondario dei certificati dove i produttori competono tra loro per la vendita dei certificati verdi.
- **Meccanismo di Gara e sistemi di offerta:** sistema adottato in passato nel Regno Unito in base al programma NFFO ma attualmente non più in vigore, nel quale i potenziali produttori da FER presentano delle offerte in concorrenza per aggiudicarsi dei contratti di acquisto dell'energia a prezzo fisso da parte delle autorità. Il sistema è abbinato o a delle tariffe incentivanti o a un sistema di certificati verdi negoziabili (TGC). Nel Regno Unito, dove questo sistema è stato adottato per alcune tecnologie, i TGC sono noti come ROCs (Renewable Obligation Certificates). I sistemi di gara possono essere utilizzati per la selezione dei beneficiari di misure di sostegno agli investimenti o di sostegno alla produzione o per altri vantaggi limitati. I potenziali investitori o produttori devono competere attraverso un sistema di offerte in concorrenza. I criteri per la valutazione delle offerte sono definiti prima di ogni bando. Il governo stabilisce la quantità di approvvigionamento di energia elettrica da ciascuna delle fonti energetiche rinnovabili, il loro tasso di crescita nel tempo e il livello di sostegno dei prezzi a lungo termine offerto ai produttori nel tempo. Le offerte sono abbinate all'obbligo per i fornitori di energia elettrica di acquistare una certa quantità di energia elettrica da fonti rinnovabili ad un prezzo comprensivo di "premio". La differenza tra il prezzo di mercato e il prezzo premio è posta a carico dei consumatori di energia. Per ogni bando le sovvenzioni vengono assegnate alle offerte economicamente più vantaggiose. Pertanto il meccanismo premia l'opzione di costo più basso.
- **Misure fiscali:** alcuni Stati Membri, come Austria, Belgio, Danimarca e Portogallo sostengono la produzione di energia elettrica da fonti rinnovabili per mezzo del sistema fiscale. Questi sistemi possono assumere forme diverse, che vanno dalle riduzioni sulla tassazione generale dell'energia, a riduzioni su specifiche tasse sulle emissioni, a proposte per abbassare le aliquote IVA, all'esenzione fiscale per i fondi verdi, a schemi di ammortamento fiscale vantaggiosi, ma devono comunque rispettare gli orientamenti comunitari in materia di aiuti di Stato per la protezione ambientale.

Per quanto riguarda il settore del piccolo idroelettrico, la Tabella A.2, elaborata di recente da ESHA, mostra i sistemi di sostegno adottate dai vari Stati Membri e attualmente in vigore. I prezzi relativi a questi sistemi di supporto, o prezzi di ritiro dedicato, sono dettagliati nel capitolo 8.

Nessun cambiamento significativo è previsto nel medio termine negli Stati Membri, ma c'è ancora incertezza su questa eventualità. In Danimarca, uno dei primi sostenitori del sistema delle tariffe incentivanti per l'energia eolica, è stato annunciata a più volte rimandata l'introduzione di un sistema di TGC. In Irlanda, il governo ha annunciato l'intenzione di predisporre un documento di consultazione nel primo trimestre del 2003, con l'obiettivo di fissare nuovi obiettivi per le FER per l'anno 2010 e per esaminare misure alternative per il loro sostegno. In Spagna il sistema di tariffe incentivanti rimarrà probabilmente ancora per anni, sebbene gli investitori chiedano regole più chiare per la determinazione futura delle tariffe. In Austria, dopo l'esperienza negativa con il sistema di certificati verdi per le piccole centrali idroelettriche, è improbabile che il sistema di tariffe incentivanti venga cambiato proprio ora che è stata raggiunta una certa armonizzazione a livello nazionale. In Germania, il Ministero Federale dell'Ambiente ha pubblicato un emendamento alla legge sulle energie rinnovabili (nel 2003) chiedendo di esprimere dei pareri in proposito. La proposta individua ancora il sistema di tariffe incentivanti come lo strumento scelto per raggiungere l'obiettivo al 2010, ma introduce più tariffe differenziate, alcune più basse e alcune più alte rispetto al sistema precedente. Negli altri paesi non sono attesi cambiamenti significativi.

Nei paesi con sistemi di tariffe incentivanti i produttori di energie rinnovabili cercano di limitare l'incertezza sui prezzi chiedendo alle autorità di emanare delle norme trasparenti per la determinazione del premio negli anni futuri.

La direttiva RES-E - Art 4, paragrafo 2 -, istituisce l'obbligo per la Commissione di presentare, entro il 27 ottobre 2005, una relazione ben documentata sull'esperienza maturata dall'applicazione e dalla coesistenza dei diversi meccanismi di sostegno. La relazione dovrebbe dare un giudizio sull'efficacia dei diversi regimi di sostegno nel promuovere il consumo di elettricità prodotta da fonti energetiche rinnovabili. Questa relazione dovrà, se necessario, essere accompagnata da una proposta per l'istituzione di un quadro comunitario in materia di regimi di sostegno per l'energia elettrica prodotta da fonti energetiche rinnovabili. Qualsiasi proposta deve prevedere un periodo di transizione di almeno sette anni, il che significa che un sistema unificato obbligatorio non entrerà in vigore fino al 2012.

**Tabella A.2: sistemi di supporto al piccolo idroelettrico attualmente utilizzati negli Stati Membri dell'UE**

Membro Stato	Sistema di supporto
Belgio	Vallonia: certificati verdi dal 1 ° ottobre 2002 Fiandre: certificati verdi dal 1 ° gennaio 2003
Denimarca	Periodo di transizione dalle tariffe incentivanti ai certificati verdi.
Germania	Tariffe incentivanti
Grecia	Tariffe incentivanti
Spagna	Riconoscimento di un prezzo fisso e di un premio aggiornato annualmente dal Governo.
Francia	Tariffe incentivanti solo per gli impianti alimentati da FER di potenza inferiore ai 12 MW. Il prezzo riconosciuto ai piccoli impianti idroelettrici dipende dalla loro data di costruzione. Le tariffe invernali per i piccoli impianti idroelettrici entrati in esercizio dopo il 2001 sono garantite per 20 anni
Irlanda	Gara pubblica: <i>Alternative Energy Requirement</i> (ARE). Il governo irlandese ha lanciato nel febbraio 2003 l'ARE VI
Italia	Quota d'obbligo + Certificati verdi. La quota d'obbligo è stata inizialmente fissata al 2% e successivamente aumentata dello 0,35% ogni anno a partire dal 2004 fino al 2006. Il Gestore di rete fissa annualmente un prezzo di riferimento (massimo) per i Certificati Verdi. Fino al 31/12/2007 i Certificati Verdi venivano rilasciati per i primi 12 anni di funzionamento, la Legge Finanziaria 2008 ha portato a 15 anni questo periodo e ha modificato il metodo di calcolo del prezzo di riferimento.
Lussemburgo	Tariffe incentivanti. Il premio è garantito per 10 anni.
Olanda	Nuovo sistema di incentivi a partire dal 1° luglio 2003. Mercato dell'energia elettrica e tariffa incentivante. L'idroelettrico non beneficia dei certificati verdi.
Austria	Tariffe incentivanti: A) impianti vecchi: quelli che sono stati autorizzati prima del 1° gennaio 2003, compresi tutti quelli che sono attualmente in esercizio, hanno diritto a ricevere la tariffa incentivante per i primi 10 anni di esercizio. B) nuovi impianti: gli impianti che sono stati autorizzati tra il 1° gennaio 2003 e il 31 dicembre 2005 e che hanno avviato la produzione entro la fine del 2006 hanno il diritto di ricevere le tariffe incentivanti per i primi 13 anni di esercizio.
Portogallo	Tariffe incentivanti
Finlandia	Mercato Nordpool più premio
Svezia	Certificati verdi: sistema in vigore dal 1 maggio 2003
Regno Unito	Prezzo di mercato (mercato elettrico - NETA) e Renewable Obligation Certificates - ROC's (rilasciati solo agli impianti idroelettrici fino a 20 MW costruiti dopo il 1990 o costruiti prima del 1990 ma rammodernati con sostituzione della turbine e dei quadri di controllo. Anche gli impianti idroelettrici autorizzati successivamente al 2000 sono rilasciati i ROC

### A.3 BARRIERE

Un grave ostacolo per l'ulteriore sviluppo delle fonti rinnovabili nell'UE è l'insieme delle procedure amministrative e autorizzative che i potenziali produttori devono affrontare. Ciò è stato evidenziato dall'ESHA in rappresentanza di un gran numero di organizzazioni dei piccoli produttori di idroelettrico. Va notato che queste procedure, spesso applicate nello stesso modo alla realizzazione sia di grandi che di piccoli progetti di impianti, rappresentano un significativo onere per i produttori da FER, date le loro piccole dimensioni sia in termini generali che di dimensioni medie dei siti. Le procedure di autorizzazione variano notevolmente tra gli Stati Membri, tra le regioni e tra i diversi progetti. Gli Articoli 4-6 della Direttiva RES-E delineano alcune regole di base con riferimento all'iter di autorizzazione e in particolar modo stabiliscono che, laddove è necessaria un'autorizzazione, questa deve essere rilasciata sulla base di criteri obiettivi e non discriminatori. Nello studio BlueAge, realizzato per conto della ESHA e finanziato in parte dalla Commissione, la stima della durata delle procedure autorizzative è risultata oscillare da un minimo di 12 settimane in Scozia, ai due anni in Italia e ai 4 anni in Spagna. Ma ciò che è ancora più significativo è che in quasi tutti gli Stati Membri della UE negli ultimi anni sono state rilasciate solo poche decine di autorizzazioni. Senza i autorizzazioni non è possibile realizzare gli impianti e pertanto i sistemi di sostegno atti a garantire dei prezzi competitivi diventano inutili, non solo al fine di promuovere la produzione da piccolo idroelettrico, ma anche per raggiungere gli obiettivi fissati al 2010.

La direttiva RES-E sottolinea che è necessario uno sforzo per compiere progressi in questo ambito e pertanto richiede a tutti gli Stati membri di:

- rivedere le attuali procedure amministrative e autorizzative che i potenziali produttori di FER devono seguire, per determinare quali azioni possono essere intraprese per ridurre gli ostacoli normativi alla diffusione delle FER, come ad esempio:
  - creare un unico punto di raccolta per le richieste di autorizzazione;
  - garantire il coordinamento tra le diverse amministrazioni coinvolti e fissare delle scadenze ragionevoli per la conclusione del procedimento;
  - istituire una procedura autorizzativa semplificata per i produttori da FER;
  - dove possibile, prevedere l'applicazione del principio del silenzio-assenso;
  - elaborare delle linee guida per la realizzazione degli impianti alimentati a FER;
  - identificare a livello nazionale, regionale o locale, i siti idonei per l'installazione di impianti alimentati a FER;
  - organizzare dei corsi di formazione per il personale responsabile delle procedure di autorizzazione;
- pubblicare una relazione, che illustri i risultati raggiunti e il tipo di azioni che saranno intraprese, entro due anni dall'entrata in vigore della Direttiva. La Commissione, sulla base delle relazioni dei singoli Stati Membri, presenterà una propria relazione evidenziando le esperienze di maggior successo.

Anche la Direttiva 2003/54/CE, relativa a norme comuni per il mercato interno dell'energia elettrica, suggerisce alcune misure in questo senso. Ad esempio:

- nelle premesse alla direttiva è specificato che:
  - per evitare d'imporre un onere finanziario e amministrativo sproporzionato alle piccole imprese di distribuzione, gli Stati membri dovrebbero avere la facoltà, dove necessario, di esentarle dagli obblighi di separazione dal punto di vista della forma giuridica e contabile previsti per il settore della distribuzione;

- le procedure di autorizzazione non dovrebbero comportare un onere amministrativo sproporzionato rispetto alle dimensioni e al potenziale impatto dei produttori di energia da FER;
  - quasi tutti gli Stati Membri hanno scelto di garantire la concorrenza sul mercato della generazione dell'energia elettrica attraverso l'istituzione di una procedura di autorizzazione trasparente; tuttavia gli Stati Membri dovrebbero assicurare la possibilità di contribuire alla sicurezza dell'approvvigionamento attraverso bandi di gara o una procedura equivalente, qualora con la procedura di autorizzazione non venisse costruita una capacità sufficiente di generazione di energia elettrica. Gli Stati Membri dovrebbero avere, ai fini della tutela dell'ambiente e della promozione delle nuove tecnologie nascenti, la possibilità di bandire gare per nuove capacità di generazione sulla base di criteri pubblicati. Le nuove capacità comprendono, tra l'altro, le energie rinnovabili e la generazione combinata di calore e di elettricità (CHP).
- l'Articolo 3, che riguarda gli obblighi relativi al servizio pubblico e la tutela dei consumatori, afferma che:
    - Gli Stati membri, in base alla loro organizzazione istituzionale e nel dovuto rispetto del principio di sussidiarietà, fanno sì che le imprese elettriche siano gestite secondo i principi della presente direttiva, al fine di realizzare un mercato dell'energia elettrica concorrenziale, sicuro e dal punto di vista ambientale sostenibile, e si astengono da qualsiasi discriminazione tra le imprese riguardo ai loro diritti o obblighi;
    - Nel pieno rispetto delle pertinenti disposizioni del trattato, in particolare dell'articolo 86, gli Stati membri possono, nell'interesse economico generale, imporre alle imprese che operano nel settore dell'energia elettrica obblighi relativi al servizio pubblico concernenti la sicurezza, compresa la sicurezza dell'approvvigionamento, la regolarità, la qualità e il prezzo delle forniture, nonché la tutela ambientale, compresa l'efficienza energetica e la protezione del clima. Questi obblighi sono chiaramente definiti, trasparenti, non discriminatori e verificabili, e garantiscono alle società dell'Unione europea che operano nel settore dell'energia elettrica parità di accesso ai consumatori nazionali. In materia di sicurezza dell'approvvigionamento, di efficienza energetica / gestione della domanda e per il conseguimento degli obiettivi ambientali di cui al presente paragrafo, gli Stati Membri possono attuare una programmazione a lungo termine, tenendo conto della possibilità che terzi chiedano l'accesso al sistema. In materia di sicurezza dell'approvvigionamento, di efficienza energetica / gestione della domanda e per il conseguimento degli obiettivi ambientali di cui al presente paragrafo, gli Stati membri possono attuare una pianificazione a lungo termine, tenendo conto della possibilità che terzi chiedano l'accesso al sistema.
    - Gli Stati membri provvedono affinché i fornitori di energia elettrica specifichino nelle fatture o unitamente alle stesse ed in tutto il materiale promozionale inviato ai clienti finali: a) la quota di ciascuna fonte energetica nel mix complessivo di combustibili utilizzato dall'impresa fornitrice nell'anno precedente; b) almeno il riferimento alle fonti di riferimento esistenti, per esempio pagine web, qualora le informazioni sull'impatto ambientale, almeno in termini di emissioni di CO<sub>2</sub> e di scorie radioattive risultanti dalla produzione di energia elettrica prodotta mediante

il mix di combustibile complessivo utilizzato dal fornitore nell'anno precedente, siano a disposizione del pubblico.

- Gli Stati membri attuano misure idonee a realizzare gli obiettivi della coesione economica e sociale, della tutela ambientale, comprese eventualmente misure di efficienza energetica/gestione della domanda e strumenti per combattere il cambiamento climatico, e della sicurezza dell'approvvigionamento. In particolare queste misure possono comprendere la concessione di incentivi economici adeguati facendo eventualmente ricorso a tutti gli strumenti nazionali e comunitari esistenti, per la manutenzione e costruzione della necessaria infrastruttura di rete, compresa la capacità di interconnessione.
- Nell'attuare la presente direttiva gli Stati membri informano la Commissione di tutte le misure adottate per adempiere agli obblighi relativi al servizio universale e al servizio pubblico, compresa la tutela dei consumatori e dell'ambiente, ed in merito ai possibili effetti sulla concorrenza nazionale ed internazionale, a prescindere dal fatto che tali misure richiedano o meno una deroga alla presente direttiva. Successivamente essi informano ogni due anni la Commissione delle modifiche apportate a dette misure, a prescindere dal fatto che tali misure richiedano o meno una deroga alla presente direttiva.
- L'Articolo 6, sulle procedure di autorizzazione per nuove capacità, sottolinea che:
  - I criteri e le procedure di autorizzazione sono resi pubblici. I richiedenti sono informati dei motivi del rifiuto dell'autorizzazione. I motivi devono essere obiettivi e non discriminatori, debitamente fondati e adeguatamente documentati. Il richiedente dispone di procedure di ricorso.
- L'Articolo 7, sull'indizione di gare per nuove capacità, cita:
  - Gli Stati membri possono assicurare la possibilità, ai fini della tutela dell'ambiente e della promozione di nuove tecnologie nascenti, di bandire gare per nuove capacità sulla base di criteri pubblicati. Tali gare possono riguardare nuove capacità o misure di efficienza energetica / gestione della domanda. Una procedura di gara può, tuttavia, essere avviata solo se la procedura di autorizzazione di impianti di generazione in costruzione o le misure adottate non sono sufficienti a conseguire questi obiettivi.
  - Gli Stati membri possono assicurare la possibilità, ai fini della tutela dell'ambiente e della promozione di nuove tecnologie nascenti, di bandire gare per nuove capacità sulla base di criteri pubblicati. Tali gare possono riguardare nuove capacità o misure di efficienza energetica/gestione della domanda. Tuttavia è possibile bandire una gara soltanto se gli impianti di generazione in costruzione o le misure adottate in base alla procedura di autorizzazione non sono sufficienti a conseguire questi obiettivi.

## **LA QUESTIONE DELLA CONNESSIONE E DELL'ACCESSO ALLA RETE**

Con l'eccezione di quelli che funzionano in isola, gli impianti non possono funzionare senza la connessione alla rete. Le specifiche tecniche per la connessione possono anche essere un ostacolo per lo sviluppo del piccolo idroelettrico e/o condizionare la fattibilità di un impianto. I gestori di rete che impongono specifiche e condizioni irragionevoli o inutili (andando a collocare il punto di connessione lontano dall'impianto) influenzano fortemente la realizzazione di un impianto. In ogni caso, i gestori di rete devono garantire una certa qualità del servizio e per questo richiedono ai produttori indipendenti il rispetto di determinate prescrizioni per poter essere connessi alla rete.

La direttiva RES-E all'articolo 7 afferma che "Mantenendo inalterata l'affidabilità e la sicurezza della rete, gli Stati Membri adottano le misure necessarie ad assicurare che i gestori delle reti di trasmissione e i distribuzione presenti sul loro territorio garantiscano la trasmissione e la distribuzione di elettricità prodotta da fonti energetiche rinnovabili".

Ciò è particolarmente importante per le FER poiché, trattandosi spesso di piccoli impianti, risentono economicamente delle interruzioni nella consegna dell'energia che producono.

Gli Stati Membri "possono inoltre prevedere un accesso prioritario alla rete dell'elettricità prodotta da fonti rinnovabili. Nel trattamento degli impianti di produzione i gestori delle reti di trasmissione danno la priorità a impianti di produzione che utilizzano fonti energetiche rinnovabili nella misura consentita dal funzionamento del sistema elettrico nazionale".

La direttiva prevede inoltre che gli Stati Membri impongano ai gestori delle reti di trasmissione e i distribuzione di elaborare e pubblicare le loro norme standard relative all'assunzione dei costi degli adattamenti tecnici, quali connessioni alla rete e potenziamenti della stessa, per integrare nuovi produttori che immettono nella rete interconnessa elettricità prodotta da fonti energetiche rinnovabili e anche di sopportare in tutto o in parte i costi relativi a questi interventi.

Il problema di chi deve pagare per questi investimenti di potenziamento della rete può influenzare il tasso di crescita delle FER in generale. Va osservato che la Direttiva RES-E all'articolo 7(2) stabilisce che gli Stati Membri devono garantire che le norme tecniche e requisiti operativi riguardanti l'allacciamento degli impianti alla rete di trasmissione si basino su criteri oggettivi, trasparenti e non discriminatori.

La Direttiva 2003/54/CE relativa a norme comuni per il mercato interno dell'energia elettrica è più precisa e rigorosa su questo aspetto. Per esempio nelle premesse, quando si parla dei benefici del mercato interno, è chiaramente affermato che:

"Restano tuttavia rilevanti sia le carenze che le possibilità di migliorare il funzionamento del mercato, in particolare occorre adottare misure concrete per garantire parità di condizioni a livello di generazione e ridurre il rischio di posizioni dominanti nel mercato e di comportamenti predatori, garantendo tariffe di trasmissione e distribuzione non discriminatorie mediante l'accesso alla rete sulla base di tariffe pubblicate prima della loro entrata in vigore e, infine, garantendo che i diritti dei clienti piccoli e vulnerabili siano tutelati e che le informazioni sulle fonti di energia per la generazione dell'elettricità siano divulgate unitamente al riferimento a documenti, se disponibili, che diano informazioni sull'impatto ambientale.

Gli ostacoli principali al conseguimento di un mercato interno pienamente operativo e competitivo sono connessi tra l'altro alle questioni di accesso alla rete, alle questioni di tariffazione e ai differenti gradi di apertura del mercato tra i vari Stati membri.

Perché la concorrenza funzioni occorre che l'accesso alla rete sia fornito senza discriminazioni, in modo trasparente e a prezzi ragionevoli.

Per completare il mercato interno dell'energia elettrica, è di fondamentale importanza che l'accesso alla rete dei gestori dei sistemi di trasmissione o di distribuzione sia non discriminatorio. Un gestore di un sistema di trasmissione o di distribuzione può comprendere una o più imprese.

Si sottolinea inoltre che:

“L'installazione e la manutenzione della necessaria infrastruttura di rete, comprese la capacità di interconnessione e la generazione decentralizzata di elettricità, costituiscono elementi importanti per assicurare un approvvigionamento stabile di energia elettrica.

Il rispetto degli obblighi relativi al servizio pubblico è un elemento fondamentale della presente direttiva ed è importante che in essa siano definiti standard minimi comuni, rispettati da tutti gli Stati membri, che tengano conto degli obiettivi della protezione comune, della sicurezza degli approvvigionamenti, della tutela dell'ambiente e di livelli equivalenti di concorrenza in tutti gli Stati membri. È importante che gli obblighi relativi al servizio pubblico possano essere interpretati su base nazionale, tenendo conto di circostanze nazionali e fatto salvo il rispetto della legislazione comunitaria.”

Diversi articoli della direttiva trattano direttamente delle connessioni alla rete, dell'accesso alla rete e delle nuove capacità:

- l'Articolo 5 sulle norme tecniche precisa che " Gli Stati membri provvedono affinché siano definiti criteri tecnici di sicurezza ed elaborate e rese pubbliche norme tecniche che stabiliscano i requisiti tecnici minimi di progettazione e di funzionamento per la connessione alla rete degli impianti di generazione, delle reti di distribuzione, delle apparecchiature dei clienti direttamente connesse, dei circuiti di interconnessione e delle linee dirette. Tali norme tecniche garantiscono l'interoperabilità delle reti e sono obiettive e non discriminatorie. Esse sono notificate alla Commissione, a norma dell'articolo 8 della direttiva 98/34/CE del Parlamento europeo e del Consiglio, del 22 giugno 1998, che prevede una procedura di informazione nel settore delle norme e delle regolamentazioni tecniche.
- L'Articolo 6, sulla procedura di autorizzazione per nuove capacità, sottolinea che: "Gli Stati membri stabiliscono i criteri di rilascio delle autorizzazioni per la costruzione di impianti di generazione sul loro territorio. Tali criteri possono riguardare, tra l'altro: la protezione della salute e della sicurezza pubblica, la protezione dell'ambiente, l'efficienza energetica".
- L'articolo 14 sui compiti dei gestori del sistema di distribuzione è molto esplicita per quanto riguarda le fonti rinnovabili: "Uno Stato membro può imporre al gestore del sistema di distribuzione che effettua il dispacciamento degli impianti di generazione l'obbligo di dare la precedenza agli impianti di generazione che impiegano fonti energetiche rinnovabili o rifiuti o che assicurano la produzione mista di calore e di energia elettrica. Nel caso in cui i gestori del sistema di distribuzione siano responsabili del bilanciamento di quest'ultimo, le regole da essi adottate a tal fine, ivi comprese le regole per addebitare agli utenti del sistema lo sbilanciamento energetico, sono obiettive, trasparenti e non discriminatorie".

La Commissione controlla e riesamina l'applicazione della presente direttiva e presenta una relazione al Parlamento europeo e al Consiglio entro la fine del primo anno successivo all'entrata in vigore della direttiva (questa direttiva è già in vigore dal mese di agosto 2003 e deve essere recepita dagli ordinamenti nazionali entro il 1° luglio 2004 al più tardi) e, successivamente, su base annuale.

La relazione deve comprendere almeno, tra le altre cose, l'esperienza acquisita e i progressi realizzati nella creazione di un completo e pienamente operativo mercato interno dell'energia elettrica e gli ostacoli che rimangono in questo senso, compresi gli aspetti di posizione dominante sul mercato, la concentrazione del mercato, o i comportamenti predatori anti-concorrenziali e l'effetto di ciò in termini di distorsione del mercato. La Commissione, entro e non oltre il 1° gennaio 2006, trasmette al Parlamento europeo e al Consiglio, una relazione dettagliata che illustra i progressi nella creazione del mercato interno dell'energia elettrica. La relazione deve, in particolare, prendere in considerazione l'esistenza un sistema non discriminatorio di accesso alla rete.

#### A.4 ATTUALE MERCATO INTERNO IN UE

L'ultima relazione della Commissione europea sui progressi e i risultati raggiunti nella realizzazione del mercato interno dell'elettricità nell'Unione europea mostra la seguente situazione:

- Attuazione della Direttiva 2001/77/CE (RES-E). Anche se dal 2001 sono stati fatti progressi nel settore dell'energia elettrica in termini di funzionamento generale del mercato, si rilevano ancora alcune situazioni di criticità:
  - i differenti tassi di apertura del mercato riducono i benefici per i consumatori derivanti dalla concorrenza tra gli operatori;
  - le disparità dei costi di accesso alla rete tra i diversi operatori di rete, che a causa della mancanza di trasparenza possono costituire un ostacolo alla concorrenza;
  - l'elevato potere di mercato delle imprese di produzione esistenti, che impedisce l'ingresso di nuovi concorrenti;
  - le insufficienti infrastrutture di interconnessione tra gli Stati membri.
- Conseguenze dell'apertura del mercato per i consumatori. Le due conseguenze immediate dell'apertura del mercato sono un fisiologico calo dei prezzi dell'energia elettrica e la libertà di poter cambiare il fornitore e di negoziare le condizioni. Tuttavia, l'andamento dei prezzi dell'energia elettrica nell'UE dal 1999 non è significativamente calato. L'andamento varia a seconda del paese, con alcuni Stati Membri che hanno sperimentato addirittura un aumento dei prezzi, e il calo dei prezzi risulta più significativo a livello di grandi consumatori (industria) piuttosto che di piccoli consumatori (famiglie). Per quanto riguarda la possibilità di cambiare il fornitore e di negoziare le condizioni, in quasi tutti gli Stati Membri la maggior parte dei grandi clienti idonei ha sfruttato l'opportunità di provare fornitori alternativi. Per i clienti più piccoli è da sottolineare che in Germania e in Austria si è registrato un aumento di passaggi da un fornitore all'altro.
- Servizio pubblico. Gli Stati membri sono consapevoli della necessità di garantire la sicurezza degli approvvigionamenti, per fornire un alto livello di servizi a tutti i consumatori, e di salvaguardare gli obiettivi ambientali della Comunità. Tra le

questioni chiave affrontate nei vari Stati Membri ci sono le misure volte ad aumentare la quota di energia rinnovabile.

- Accesso alle reti. Ci sono due questioni che influenzano l'effettivo accesso alla rete:
  - Le tariffe di rete: ci sono molte differenze tra gli Stati Membri in termini di numero di imprese che operano nei diversi comparti delle reti di trasmissione e di distribuzione. Nella maggior parte dei casi questo è un retaggio di come era organizzata la fornitura di energia elettrica prima dell'apertura del mercato. In alcuni casi, come ad esempio in Francia, Irlanda e Grecia, vi è un'unica società nazionale che possiede sia la rete di trasmissione che la maggior parte o l'intero sistema di distribuzione a livello nazionale. In altri casi, come in Germania e Austria, i sistemi di trasmissione sono gestiti su base regionale, con la distribuzione organizzata sulla base di numerose singole aree municipali. Gli altri Stati Membri presentano situazioni intermedie tra questi due estremi in termini di numero di operatori del sistema.

**Tabella A.3: L'accesso alla rete nell'Unione Europea - elettricità**

TOTAL NETWORK TARIFFS	Number of transmission companies	Number of distribution companies	Medium Voltage		Low voltage	
			Estimated average charge (€/MWh)	Approx. range high-low (€/MWh)	Estimated average charge (€/MWh)	Approx. range high-low (€/MWh)
Austria	3	155	20	15-25	65	50-80
Belgium	1	33	15	n.a.		
Denmark	2	77	15	n.a.	25	unknown
Finland	1	100	15	10-20	35	unknown
France	1	172	15	n.a.	50	n.a.
Germany	4	880	25	15-45	55	40-75
Greece	1	1	15	n.a.		
Ireland	1	1	10	n.a.	40	n.a.
Italy	1	219	10	n.a.		
Luxembourg	-	15	20	n.a.		
Neth	1	18	10	unknown	35	unknown
Portugal	1	3	15	n.a.		
Spain	1	297	15	n.a.	45	n.a.
Sweden	1	248	10	5-15	40	20-60
UK	4	15	unknown	10-15	40	30-50

Fonte: Seconda analisi comparativa sull'attuazione del mercato interno dell'energia elettrica e del gas. Commission staff working paper, SEC (2003) 448

- Sbilanciamenti: un altro tema importante per assicurare un equo accesso alla rete è la disciplina degli sbilanciamenti. Il bilanciamento delle partite di energia è realizzato dal gestore del sistema di trasmissione (Transmission System Operator, TSO), che di solito addebita agli utenti della rete il servizio di copertura dei deficit e di ritiro degli esuberi. Le condizioni relative agli sbilanciamenti sono importanti per i nuovi operatori, poiché spesso hanno un piccolo portafoglio di clienti e pertanto il rischio di sbilanciare è di solito più elevato. Nella maggior parte degli Stati Membri il costo degli sbilanciamenti è stabilito sulla base di meccanismi di mercato, secondo la disciplina adottata dal legislatore. In altri casi i costi sono soggetti a regolamentazione specifica. In Belgio e in Lussemburgo sembra che il gestore del sistema di trasmissione controlli il bilanciamento in assenza di una

disciplina normativa o di un meccanismo di mercato, ma è evidente che questo crea delle condizioni sfavorevoli per nuovi operatori.

- Sicurezza degli approvvigionamenti. L'introduzione della concorrenza nei mercati dell'elettricità e del gas deve essere gestita in modo che i consumatori possano contare su un servizio di fornitura continuo e affidabile. Questo significa che ci deve essere sufficiente capacità di produzione e di trasporto per far fronte a diversi livelli di domanda durante l'anno e in diverse condizioni. Per quanto riguarda l'energia elettrica, negli Stati Membri la sicurezza degli approvvigionamenti è normalmente monitorata dagli operatori del sistema di trasmissione (TSO), come conseguenza del loro ruolo nel bilanciamento della domanda e dell'offerta sulla rete. I TSO, in ogni caso, devono essere a conoscenza dell'evoluzione della produzione e della domanda, al fine di pianificare gli opportuni investimenti nello sviluppo della rete. La Tabella A.4 fornisce i dati sulla riserva di capacità di generazione per il 2002. Normalmente gli Stati membri prevedono di mantenere un livello di "capacità residua" superiore al 5% della capacità disponibile, tenendo conto della possibilità di ricorrere alle importazioni.

**Tabella A.4: Sicurezza degli approvvigionamenti di energia elettrica**

	Security of Supply Position 2002				Measures to Encourage Peak Capacity			
	amount of reserve generating capacity <sup>30</sup>	import capacity (% of peak consumption)	% p.a. increase in peak load	increase in capacity by 2004 (GW)	Market based	Incentives e.g. capacity payments	Obligation on TSO or supplier	Tender by Regulator or TSO
Austria	34%	45%	+2.1%	0.4	x			
Belgium	2%	31%	+2.1%	0.2			x	
Denmark					x			
Finland							unknown	
France	16%	19%	+1.9%	0.4	x			
Germany	5%	15%	+0.5%	0.8	x			
Greece	7%	13%	+3.2%	1.2				(x)
Italy	9%	12%	+3.7%	5.7		(x)		
Ireland	-2%	6%	+3.0%	0.8		x		(x)
Luxembourg	-	100%	+2.8%	0.0			n.a.	
Netherlands	7%	28%	+3.0%	0.7			x	
Portugal	13%	13%	+4.0%	0.5		x		
Spain	16%	7%	+3.1%	4.6		x		
Sweden							x	
UK	12%	3%	+1.0%	5.0	x			
Nordel	1%	5%	+0.8%	6.0				

Fonte: Seconda analisi comparativa sull'attuazione del mercato interno dell'energia elettrica e del gas. Commission staff working paper, SEC (2003) 448

- Obiettivi ambientali. I bassi costi di generazione dei turbogas e la loro relativa efficienza nell'uso del combustibile, ne stanno favorendo la diffusione in tutti i paesi dell'Unione Europea. Allo stesso tempo, la concorrenza può portare anche ad una più rapida dismissione degli impianti più vecchi e più inquinanti. Ciò è avvenuto in particolare nel Regno Unito, che ha ridotto notevolmente le emissioni durante gli anni '90. Tuttavia, l'introduzione dei meccanismi di concorrenza, è anche probabile che favorisca una riduzione dei prezzi dell'energia che altrimenti non avverrebbe. Questo è dovuto al fatto che la concorrenza stimola le imprese a ridurre i costi, ad esempio attraverso la dismissione degli impianti inefficienti. Ciò rappresenta una sfida in

termini ambientali, poiché il calo dei prezzi in sé può incoraggiare un maggiore consumo di energia e anche ridurre la redditività degli impianti alimentati a FER, in particolare se il costo esterno dell'uso dei combustibili fossili non è riconosciuto. Dal momento che gli Stati Membri si sono assunti degli impegni per la riduzione delle emissioni di gas serra e delle altre emissioni, è importante garantire che l'apertura del mercato sia compatibile con questi impegni. La Tabella A.5 mostra le misure attuate dagli Stati Membri per gestire la domanda di energia e incoraggiare la produzione da fonti rinnovabili.

**Tabella A.5: Quadro delle politiche ambientali**

	VAT rate	energy tax	main RES support mechanism	Net addition to generation 1998-2001 (MW)			
				net new coal/oil	net new gas	net new RES/CHP	other
Austria	20	**	fixed feed in tariff		no information		
Belgium	21	*	quota system (green certs.)	-225	-225	+433	-
Denmark	25	***	quota system (green certs)	-803	+317	-	+32
Finland	22	*	investment subsidies	+270	+160	+307	+220
France	19.6/5.5	*	quota system (tender)		no information		
Germany	16	**	fixed feed in tariff	-166	-101	+3150	+1251
Greece	8	none	fixed feed in tariff plus subsidies	-80	+492	-	-
Ireland	12.5	none	quota system (tender)	0	+310	+1074	+84
Italy	20/10	**	quota system	-	+4880	+1167	-
Lux	6	*	fixed feed in tariff		no information		
Neth	19	***	quota system (green certs)	-	+227	+511	-
Portugal	5	none	fixed feed in tariff	-50	+660	-	-
Spain	16	*	fixed feed in tariff	+341	-	+5942	+1057
Sweden	25	**	quota system (green certs)	-2500	-	+7	-600
UK	17.5/5	*	quota system (tender)	-5228	+5734	+109	-257
<b>Total</b>				<b>-8400</b>	<b>+12500</b>	<b>+12700</b>	<b>+1800</b>

Fonte: Seconda analisi comparativa sull'attuazione del mercato interno dell'energia elettrica e del gas. Commission staff working paper, SEC (2003) 448

La tabella mostra che tutti gli Stati membri attuano una qualche forma di sostegno alle energie rinnovabili e l'efficacia di tali politiche può essere misurata da un esame del mix energetico della nuova capacità netta realizzata nel decennio 1998-2001. Ciò dimostra che sono stati fatti notevoli progressi per quanto riguarda le energie rinnovabili, che costituiscono circa il 50% della nuova capacità realizzata in Europa. Il più importante contributo alla crescita delle fonti energetiche rinnovabili nel periodo in esame è stato dato dalla Germania e dalla Spagna. Va inoltre sottolineato che molti Stati Membri hanno adottato delle politiche fiscali sull'energia con l'obiettivo di aumentare l'uso delle fonti rinnovabili e di ridurre i consumi energetici. I paesi leader in questo sistema sono la Danimarca e Paesi Bassi. Tuttavia riguardo al tema della tassazione dei prodotti energetici è importante ricordare che il gas e l'elettricità non possono essere considerati in modo isolato. Anche il carbone e il petrolio sono combustibili con elevate emissioni di CO<sub>2</sub> e devono essere inclusi in un sistema di tassazione globale dell'energia. Il Consiglio ha riavviato la discussione sulla proposta della Commissione per una direttiva volta a revisionare la tassazione dei prodotti energetici [COM (1997) 30] e l'adozione di queste proposte è fortemente caldeggiata. Per concludere, la Tabella A.6 mostra la situazione

degli Stati Membri, alla fine del mese di febbraio 2003, circa la quota di mercato aperta alla concorrenza, le soglie di ingresso, le informazioni sulla regolamentazione del mercato e la sua separazione tra i vari compatti del settore.

**Tabella A.6: Elettricità situazione del mercato interno e la UE**

	<b>Electricity</b>						
	Market opening	size of open market TWh	eligibility threshold	100% in/by	Unbundling transmission	Network access	
Austria	100%	52	-	2001	Legal	Reg.	
Belgium <sup>7</sup>	52%	40	1/10GWh	2003/7	Legal	Reg.	
Denmark	<b>100%</b>	32	-	2003	Legal	Reg.	
Finland	100%	75	-	1997	Ownership	Reg.	
France	<b>37%</b>	131	<b>7 GWh</b>	<b>2007</b>	Management	Reg.	
Germany	100%	483	-	1999	Legal <sup>9</sup>	Neg.	
Greece	34%	15	1kV	<b>2007</b>	Legal\Mgmt	Reg.	
Ireland	<b>56%</b>	8	<b>0,1 GWh</b>	2005	Legal\Mgmt	Reg.	
Italy	<b>70%</b>	191	<b>0,1 GWh</b>	<b>2007</b>	Own\Legal.	Reg.	
Luxembourg	57%	3	20 Gwh	<b>2007</b>	Management	Reg.	
Netherlands	63%	62	3*80 A	2003	Ownership	Reg.	
Portugal	45%	17	1kV	<b>2004</b>	Legal	Reg.	
Spain	<b>100%</b>	188	-	2003	Ownership	Reg.	
Sweden	100%	129	-	1998	Ownership	Reg.	
UK	100% <sup>11</sup>	330	-	1998	Ownership	Reg.	

Fonte: Seconda analisi comparativa sull'attuazione del mercato interno dell'energia elettrica e del gas. Commission staff working paper, SEC (2003) 448

## Bibliography:

1. Working paper of the European Commission “ Electricity from renewable sources and the internal electricity market.
2. ECN Report “Renewable electricity policies in Europe. Country fact sheets 2003”.
3. Directive 2003/54/EC concerning common rules for the internal market in electricity and repealing Directive 96/92/EC
4. Commission staff working paper “Second benchmarking report on the implementation of the internal electricity and gas market. SEC(2003) 448.
5. Directive 2001/77/EC on the promotion of electricity produced from renewable energy sources in the internal electricity market.

## GLOSSARIO

<b>Bacino di carico</b>	v. "Camera di carico"
<b>Bacino imbrifero</b>	L'intera superficie di territorio che contribuisce alla formazione dei deflussi in un certo punto di un corso d'acqua
<b>BFI (BaseFlow Index)</b>	La porzione di deflusso superficiale determinata dalla portata di base
<b>Camera di carico</b>	Una camera o un bacino a pelo libero alla fine del canale di carico, del quale è più profondo e largo, da cui si stacca la condotta forzata che porta in centrale
<b>Canale di carico</b>	Un canale a pelo libero che, con una pendenza minima, convoglia l'acqua dall'opera di presa al punto dove si crea un salto sufficiente per installare una turbina
<b>Carico (elettrico)</b>	Valore istantaneo della potenza elettrica richiesta da un sistema, sulla base delle caratteristiche della curva di consumo dell'utilizzatore
<b>Carico elettrico</b>	La potenza fornita da un certo impianto a un sistema elettrico
<b>Carico elettrico di punta</b>	Carico elettrico nel momento di massima richiesta
<b>Cavitazione</b>	Fenomeno idraulico nel quale il liquido vaporizza a causa della bassa pressione e le bolle di vapore così formate collassano pressoché instantaneamente causando degli shock alle strutture di contenimento. In taluni casi la cavitazione può arrecare seri danni ai macchinari
<b>Condensatore</b>	Dispositivo dielettrico che può assorbire ed immagazzinare temporaneamente energia elettrica
<b>Condotta forzata</b>	Tubazione (di norma in acciaio, calcestruzzo, ghisa e talvolta in plastica) che convoglia in pressione l'acqua dalla camera di carico alla turbina
<b>Corrente alternata (CA)</b>	Corrente elettrica che cambia verso periodicamente (a differenza della corrente continua). In Europa la frequenza standard è di 50 Hz, in Nord e Sud America 60 Hz
<b>Corrente continua (CC)</b>	Corrente elettrica che fluisce in un solo verso (a differenza della corrente alternata)
<b>Corrente veloce</b>	Corrente che non è idraulicamente influenzata dalle condizioni di valle
<b>Costante gravitazionale g</b>	Accelerazione di gravità, pari circa a $9,81 \text{ m/s}^2$
<b>Curva di durata</b>	Vedi FDC
<b>Deflusso Minimo Vitale (DMV)</b>	La portata minima che deve essere rilasciata per legge in un corso d'acqua a valle di uno sbarramento o di un'opera di presa per assicurare un deflusso a valle necessario per altri utilizzi (ambientale, approvvigionamento idrico, pesca)

<b>Deflusso superficiale</b>	Le precipitazioni che si trasformano effettivamente in portata del corso d'acqua, sia superficiale che sotterranea
<b>Diffusore</b>	Un condotto pieno d'acqua divergente che congiunge l'uscita dalla turbina con il canale di restituzione
<b>Energia</b>	Lavoro, misurato in newton·metro o in joule. Generalmente per l'energia elettrica si utilizza il chilowattora (kWh), che rappresenta la potenza in kW fornita in un'ora: $1 \text{ kWh} = 3,6 \cdot 10^3 \text{ joule}$
<b>Evapotraspirazione</b>	L'effetto congiunto dell'evaporazione e della traspirazione
<b>Fattore di carico</b>	Rapporto tra l'energia annua prodotta (kWh) e la massima potenza moltiplicata per 8.760 ore
<b>Fattore di potenza</b>	Rapporto tra la potenza, misurata in kW e la potenza apparente, misurata in kVA
<b>Fattore di utilizzazione</b>	Rapporto tra il numero di ore di funzionamento in un anno (o in altro periodo di tempo) e le ore totali di un anno (o di altro periodo di tempo). Non coincide con il fattore di carico
<b>FDC (Flow Duration Curve)</b>	Curva di durata delle portate: curva portate-percentuale di tempo durante la quale una certa portata viene uguagliata o superata
<b>Franco</b>	In una canale è l'altezza della sponda sopra la massima quota dell'acqua
<b>Gabbioni</b>	Grandi elementi, solitamente parallelepipedi, in rete metallica riempiti con pietre o piccoli massi
<b>Geotessili</b>	Tessuti in materiali sintetici (p. es. polipropilene, nylon), in rotoli o stuioie, che vengono stesi sotto roccia, pietre o altro materiale di rivestimento per costituire un piano di fondazione permeabile
<b>Griglia</b>	Una struttura realizzata in uno o più elementi costituiti da barre parallele ugualmente spaziate tra loro
<b>HDPE</b>	Polietilene ad alta densità
<b>Hertz (Hz)</b>	Cicli al secondo; unità di misura utilizzata per la generazione in corrente alternata
<b>Impianto ad acqua fluente</b>	Impianto dove le portate utilizzate sono pari o inferiori a quelle disponibili istantaneamente nel corso d'acqua.
<b>Impianto di concentrazione</b>	Impianto che produce prevalentemente nei periodi di massima richiesta da parte di una rete elettrica
<b>Indisponibilità</b>	Periodo di tempo in cui il gruppo generatore, la linea elettrica o qualche altro componente dell'impianto sono fuori servizio
<b>Infiltrazione</b>	Il processo mediante il quale le precipitazioni penetrano nel terreno per formare i deflussi sotterranei e l'umidità trattenuta nel terreno

<b>Isotachie</b>	Linee di uguale velocità nella sezione trasversale di un corso d'acqua.
<b>Linea piezometrica</b>	Andamento della pressione lungo un tubo o un condotto in cui l'acqua occupa l'intera sezione
<b>Livello idrometrico</b>	Altezza d'acqua in un fiume
<b>Media pesata delle precipitazioni</b>	Precipitazioni medie su un intero bacino imbrifero che tiene conto delle variazioni fra zone aride e zone piovose del bacino.
<b>Numero di Reynolds</b>	Parametro adimensionale usato, tra l'altro, per il calcolo del fattore di attrito nei tubi; è funzione del diametro del tubo, della velocità e della viscosità del fluido.
<b>Panconcelli</b>	Uno o più ordini di assi in legno sostenute da aste verticali fissate sulla cresta degli scaricatori di superficie
<b>Parallelo</b>	Termine usato per indicare che un gruppo generatore è in esercizio connesso con la rete e quindi alla stessa frequenza di quest'ultima
<b>PE</b>	Polietilene
<b>Percolazione</b>	Movimento dell'acqua attraverso il terreno fino a raggiungere la falda freatica (superficie di saturazione del suolo)
<b>Pesci anadromi</b>	Pesci (p. es. salmoni) che dal mare risalgono i fiumi in determinate stagioni per la deposizione delle uova.
<b>Pesci catadromi</b>	Pesci che normalmente vivono in acqua dolce e discendono al mare in determinate stagioni per la deposizione delle uova
<b>Portata di base</b>	Quella porzione di portata di un corso d'acqua fornita dal lento deflusso sotterraneo che alimenta il fiume attraverso le sponde ed il letto
<b>Portata media giornaliera</b>	La quantità media giornaliera di acqua che transita attraverso una stazione di misura
<b>Potenza</b>	La capacità di produrre lavoro. È misurata in J/s o watt ( $1 \text{ MW} = 10^6 \text{ J/s}$ ). La potenza elettrica è misurata in kW
<b>Potenza installata</b>	La massima potenza totale dei gruppi generatori di un impianto idroelettrico
<b>Potenza resa</b>	Potenza erogata da un sistema, da un impianto o da una sua parte
<b>Regolatore</b>	Dispositivo di comando che regola il flusso dell'acqua attraverso la turbina sulla base di segnali provenienti da altri dispositivi (velocità della macchina, livello d'acqua alla presa, etc.)
<b>Restituzione</b>	Canale di scarico che congiunge l'uscita dalla turbina con il corso d'acqua recettore
<b>Salto lordo</b>	Differenza di livello tra il pelo acqua alla presa e alla restituzione d'un impianto idroelettrico

<b>Salto netto</b>	Salto disponibile per la produzione idroelettrica, pari al salto lordo diminuito delle perdite di carico in griglie, opere di presa, condotte, valvole, diffusori e canali di scarico
<b>Scala dei pesci</b>	Struttura costituita, p. es. da una serie di traverse sfioranti disposte a 3,50-4,0 m di distanza e con differenze di quota di 30 cm una dall'altra realizzate allo scopo di consentire ai pesci migratori di oltrepassare una diga o una traversa
<b>Scala delle portate</b>	Correlazione tra livelli idrometrici e portate
<b>Scogliera</b>	Massi o blocchi di calcestruzzo o altro materiale di rivestimento collocato in guisa di protezione dall'erosione
<b>Traversa</b>	Una diga di modesta altezza progettata per innalzare il livello d'acqua quanto basta per imboccare l'opera di presa e sopra la quale l'acqua in eccesso deve poter tracimare.
<b>Valvola a farfalla</b>	Valvola di regolazione con otturatore a lente o a disco, inserita in tubo circolare, che può essere aperta o chiusa da un leveraggio esterno. Spesso è manovrata oleodinamicamente
<b>Valvola a saracinesca</b>	Valvola di regolazione con otturatore piano verticale che può essere manovrata sia meccanicamente che oleodinamicamente. Possiede ingombri maggiori di un'analogia valvola a farfalla
<b>Velocità di fuga</b>	Velocità della girante quando, nell'ambito delle condizioni di progetto, è disconnessa da tutti i carichi esterni
<b>Velocità di sincronismo</b>	Velocità di rotazione di un generatore tale per cui la frequenza della corrente alternata è esattamente pari a quella della rete da alimentare