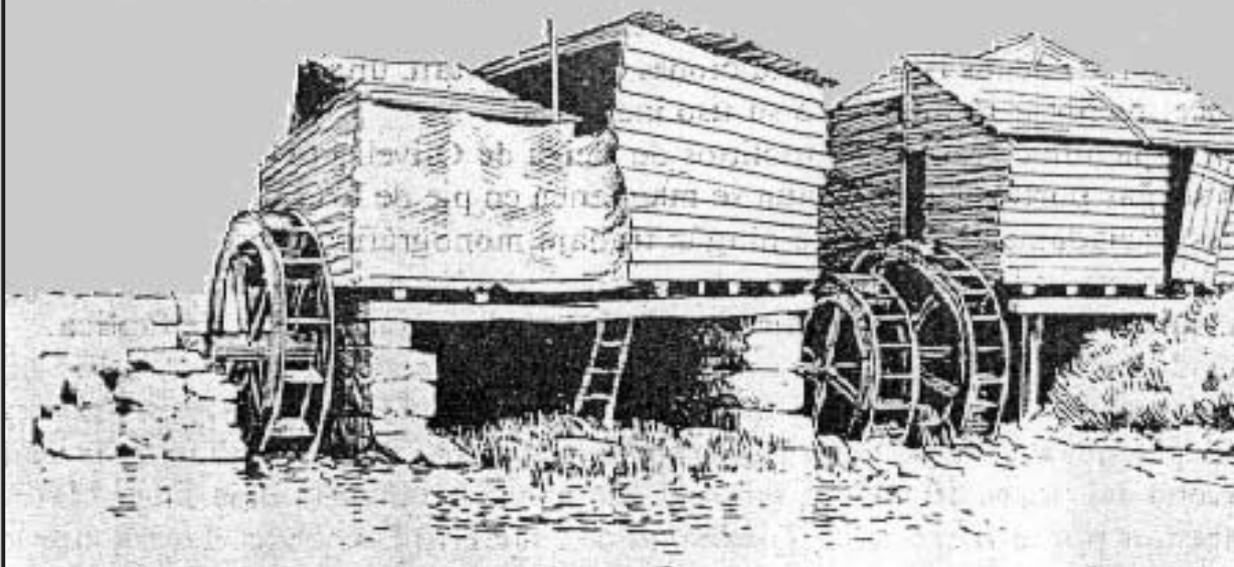




GUIDA ALL'IDROELETTRICO MINORE

Per un corretto approccio alla realizzazione
di un piccolo impianto



European
Small Hydropower
Association



Comission
of the European
Communities

DIRECTORATE GENERAL



FOR ENERGY (DG XVII)

Questo manuale è stato realizzato dall'European Small Hydropower Association (ESHA) per la Commissione delle Comunità Europee, Direttorato Generale per l'Energia.

*L'immagine in copertina, pubblicata per
gentile concessione dell'INIC (Instituto
Nacional de Investigaçao Cientifica) –
Portogallo - è tratta da una fotografia
contenuta nel libro “Sistemas de Muagem”,
scritto da Fernando Gallano, Ernesto Veiga
de Oliveira e Benjamin Pereira.*

INDIRIZZO CUI RIVOLGERSI PER ULTERIORI INFORMAZIONI

DG XVII

European Commission

200 rue de la Loi

B-1049 Bruxelles

Belgio

Fax: +32-2-295 0150

E-Mail: info@bxl.dg17.cec.be

World Wide Web <http://europa.eu.int/en/comm/dg17home.htm>

Published books DG XVII – 97/010.

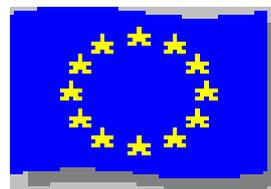
AVVERTENZA: Né la Commissione delle Comunità Europee, né persone che agiscono per conto della Commissione sono responsabili per l'uso che può essere fatto delle informazioni contenute nel presente volume

DIRECTORATE GENERAL FOR ENERGY (DG XVII)

GUIDA ALL'IDROELETTRICO MINORE

Per un corretto approccio alla realizzazione di un piccolo impianto

Settembre 1998



EUROPEAN COMMISSION

AUTORE

Celso Penche

Dottore Ingegnere Minerario (U. Politécnica di Madrid)

Premessa

Questo manuale, che è la versione aggiornata dell'originale "Layman's Handbook on how to develop a Small Hydro Site", pubblicato dalla Commissione nel 1993, è stato approntato nell'ambito del programma ALTENER, su contratto della Commissione delle Comunità Europee (Direttorato Generale dell'Energia, DG XVII). Esso non pretende di sostituire i professionisti esperti del settore, ma si spera che possa essere abbastanza comprensibile per portare a conoscenza del profano tutte le procedure necessarie da seguire per sviluppare correttamente un sito idroelettrico. Nondimeno abbiamo inserito sufficienti informazioni tecniche affinché un ingegnere non specializzato nel settore possa redigere uno studio di fattibilità preliminare.

L'ingegneria idraulica è basata sui principi della meccanica dei fluidi. Tuttavia non esiste finora, e probabilmente non esisterà mai, una metodologia generale d'analisi matematica del moto dei fluidi. Sono disponibili molte relazioni empiriche, basate sulla notevole quantità d'esperienze accumulate, che offrono pratiche soluzioni ingegneristiche riguardo al moto dell'acqua, il fluido coinvolto nell'idroelettrico.

Il Capitolo 2, basato su parte dell'originale Capitolo 5 – scritto da Eric Wilson – è destinato a questo argomento.

Tutta la produzione idroelettrica dipende dalle precipitazioni atmosferiche. Il primo passo per sviluppare un sito consiste necessariamente nella verifica della disponibilità di un'adeguata portata d'acqua. Il Capitolo 3 è completamente dedicato a questa materia ed in particolare a commentare l'Atlante Europeo del Potenziale Idroelettrico Minore (ATLAS), sviluppato dall'Istituto di Idrologia Inglese per conto dell'ESHA e con il supporto finanziario della DG XVII.

L'esperienza insegna che molti piccoli impianti idroelettrici riportano danni perché sono stati progettati, costruiti o gestiti approssimativamente. La maggior parte di questi danni – sifonamenti delle traverse, cedimenti dei canali – avvengono perché manca un appropriato studio geologico del sito. Il Capitolo 4 riporta le linee guida per tali studi.

Le opere idrauliche e civili rappresentano circa il cinquanta per cento dell'investimento totale. Se sono progettate male richiedono costi di manutenzione così alti da rendere non remunerativo l'investimento. Il Capitolo 5 si occupa di queste opere.

Le turbine trasformano l'energia potenziale dell'acqua in energia meccanica di rotazione, che a sua volta diventa energia elettrica nei generatori. Il Capitolo 6 è dedicato allo studio delle turbine e dei generatori, nonché a quello dei loro apparati di controllo.

Benché dalla pubblicazione della prima edizione della Layman's Handbook molti siti idroelettrici siano stati sviluppati in Europa, la potenza installata potrebbe essere ben maggiore se le procedure amministrative d'autorizzazione all'uso dell'acqua fossero più semplici. Centinaia di richieste d'autorizzazione sono in attesa dell'approvazione, soprattutto a causa di supposti conflitti d'interesse con l'ambiente. Il Capitolo 7 "Impatto ambientale e sua mitigazione" intende fornire qualche linea guida per aiutare il progettista a proporre le misure di mitigazione che possono essere gradite alle autorità preposte alle autorizzazioni:

Le numerose memorie presentate ai periodici convegni **HIDROENERGIA** e più specificatamente al Convegno Europeo su Termie dal titolo “Strategie per superare gli ostacoli ambientali nella produzione d’energia da impianti idroelettrici minori ed eolici” tenuto a Vitoria nell’Ottobre 1996, costituiscono la base di questo capitolo.

Un investitore decide di realizzare un piccolo impianto idroelettrico per ottenere un profitto ragionevole. Perciò la sua decisione dovrebbe essere basata su chiari principi economici. Il Capitolo 8 illustra come la matematica finanziaria può aiutare nel calcolo del costo del kWh prodotto annualmente ed a confrontare possibili alternative dello schema d’impianto.

Il Capitolo 9 contiene una panoramica sulle procedure amministrative e sulle tariffe in vigore ad oggi nei paesi dell’Unione Europea. Disgraziatamente il cammino verso la liberalizzazione del mercato elettrico rende la situazione molto vaga, impedendo un accurato esame del mercato dal punto di vista istituzionale.

Ringraziamenti

Sebbene sia basato sulla versione originale, il manuale è stato interamente riscritto. Il capitolo 5 originale è stato suddiviso in due parti: il capitolo 2 che tratta i fondamenti dell'ingegneria idraulica ed il capitolo 3 dedicato esclusivamente alle risorse idriche ed alle possibilità offerte dall'**Atlante Europeo del Potenziale Idroelettrico Minore (ATLAS)**. Per conto dell'ESHA e con il supporto finanziario della DG XVII, l'inglese Institute of Hydrology (IH) ha sviluppato questo *software* che rappresenta uno strumento per consentire ad eventuali investitori di definire il potenziale idroelettrico di un qualsiasi sito non monitorato all'interno dell'Unione Europea. Vogliamo qui ringraziare per la collaborazione l'IH ed in particolare Gwyn Rees e Karen Kroker, che ci hanno consentito di riprodurre interi paragrafi del "Technical Reference and User Guide" di ATLAS.

Due esperti molto conosciuti, l'australiano Bryan Leyland ed il francese Freddy Isambert, hanno presentato a HIDROENERGIA 95 due memorie sul tema "imparare dagli errori": in esse vengono descritti svariati impianti che a causa di indagini geologiche insufficienti hanno subito gravissimi danni nell'andare in esercizio. Sulla base di queste esperienze è stato preparato il capitolo 4, completamente nuovo, dedicato alle tecnologie impiegate negli studi di dettaglio dei siti. Questo capitolo è stato scritto pressoché per intero da Alberto Foyo, Professore di Ingegneria del Suolo al ETSICCP del Politecnico dell'Università di Cantabria.

Altre fonti di ispirazione nella redazione del manuale sono state "Micro Hydropower Source" di R. Inversin (NRCA 1986), il volume 4 di "Engineering Guidelines for Planning and Designing Hydroelectric Developments" (ASCE 1990) e "Hydraulic Engineering Systems" (N.C. Hwang e C.E. Hita 1987). Ringraziamo in particolare R. Inversin per l'autorizzazione a riprodurre l'Appendice X del suo libro riguardante la descrizione fisica del colpo d'ariete. Abbiamo molto apprezzato lo spirito di collaborazione degli autori di memorie di argomento idraulico: ognuno di loro ha autorizzato la riproduzione dei propri articoli.

Da ultimo il nostro ringraziamento va al presidente Henri Baguenier che ha sostenuto con forza la richiesta di supporto da parte della DGXVII alla redazione del manuale e che reso più agevoli i rapporti con il Comitato ALTENER.

Celso Penche

Giugno 1998

Indice

1. Introduzione

1.0 Una risorsa che non richiede combustibile è virtual-mente perpetua	15
1.1 Definizione di idroelettrico minore	16
1.2 Configurazione dei siti	17
1.2.1 Impianti ad acqua fluente	17
1.2.2 Impianti con la centrale al piede diga	19
1.2.3 Impianti inseriti in canali irrigui	21
1.2.3 Impianti inseriti in sistemi d'approvvigionamento potabile	22
1.3 Progetto di un piccolo impianto idroelettrico	23

2 Fondamenti di Ingegneria Idraulica

2.1 Introduzione	25
2.2 Flusso dell'acqua nei tubi	25
2.2.1 Perdite di carico dovute all'attrito	27
2.2.2 Perdite di carico dovute alla turbolenza	36
2.2.2.1 Perdite attraverso le griglie	37
2.2.2.2 Perdita di carico per brusca contrazione od espansione	37
2.2.2.3 Perdite di carico nelle curve	40
2.2.2.4 Perdite di carico attraverso valvole	40
2.2.3 Transitori	41
2.3 Moto nei canali a pelo libero	44
2.3.1 Classificazione del moto nei canali a pelo libero	45
2.3.2 Moto uniforme nei canali a pelo libero	46
2.3.3 Principi energetici nello studio del moto a pelo libero	47
2.3.4 Software	51
Bibliografia	54

3. Le risorse idriche ed il loro potenziale

3.0 Introduzione	55
3.1 Registrazione dei dati idrologici	56
3.2 Misure dirette della portata	57
3.2.1 Metodo Velocità-Area	57
3.2.1.1 Calcolo dell'area della sezione trasversale	59
3.2.1.2 Misura della velocità	59
Misura con galleggiante	59
Misura con mulinello	60
Mediante misuratori elettromagnetici	61
3.2.2 Misura diretta delle portate per diluizione di un soluto nella corrente	63
3.2.3 Misura mediante stramazzo	64
3.2.4 Metodo Pendenza-Area	65
3.3 Caratteristiche idrologiche delle portate	66
3.3.1 Idrogramma	66
3.3.2 Curva delle durate	66
3.3.3 Curva delle durate standardizzate	67
3.3.4 Valutazione delle portate in siti non monitorati	69
3.3.5 Atlante Europeo delle Risorse Idroelettriche Minori	71
3.3.6 Curve delle durate per mesi particolari o per altri periodi	72
3.4 Pressione dell'acqua o "salto"	73
3.4.1 Misura del salto lordo	73
3.4.2 Stima del salto netto	74
3.5 Deflusso minimo vitale	76

3.6	Stima della potenza e dell'energia producibile dall'impianto	76
3.6.1	Come varia il salto con le portate e la sua influenza sulla potenza della turbina	78
3.6.2	Un altro metodo per calcolare potenza e producibilità annua	80
3.6.3	Esercizio ore piene/ore vuote	81
3.6.4	Fornitura continua di energia	82
	Bibliografia.....	83
4	Metodologia di valutazione dei siti	
4.0	Introduzione	85
4.1	Cartografia	85
4.2	Indagini geotecniche	86
4.2.1	Metodologie da utilizzare	87
A.	Fotogeologia	87
B.	Carte geomorfologiche	87
C.	Analisi di laboratorio	87
D.	Studi geofisici	87
E.	Analisi geologica strutturale	88
F.	Indagini dirette. Perforazioni	88
4.2.2	Metodologia. Lo studio di un caso pratico	88
4.2.2.1	Diga	89
4.2.2.2	Canale a pelo libero	89
4.2.2.3	Il canale in galleria	91
4.2.2.4	Centrale	95
4.3	Imparare dagli errori	96
A.	Crollo del canale di Ruahihi (Nuova Zelanda)	97
B.	Crollo del canale di La Marea (Spagna)	99
C.	Filtrazioni sotto una traversa (Francia)	101
D.	Canale in un impianto a bassa caduta da 2 MW	101
5	Opere idrauliche	
5.1	Strutture per opere di presa e bacini d'accumulo	103
5.1.1	Dighe	103
5.1.2	Traverse di derivazione	103
5.1.2.1	Dispositivi per innalzare il livello dell'acqua	106
5.1.3	Scaricatori di superficie	108
5.1.4	Dissipatori d'energia	112
5.1.5	Scarichi di fondo	112
5.1.6	Deviazione del fiume in fase di costruzione	112
5.2	Vie d'acqua	112
5.2.1	Opere di presa	112
5.2.1.1	Tipi di opere di presa	113
5.2.1.2	Ubicazione della presa	116
5.2.2	Bacino di carico	117
5.2.3	Opere elettromeccaniche alla presa	120
5.2.3.1	Dispositivi per limitare l'ingresso di materiale	120
5.2.3.2	Controllo dei sedimenti	125
5.2.3.3	Paratoie e valvole	126
5.2.4	Canali a pelo libero	131
5.2.4.1	Superamento di ostacoli	136
5.2.5	Condotte forzate	137
5.2.5.1	Disposizione generale e scelta dei materiali	137

5.2.5.2 Progetto idraulico e requisiti strutturali	141
a) Diametro della condotta	141
b) Spessore della parete del tubo	144
5.2.5.3 Selle di appoggio, blocchi di ancoraggio e giunti di dilatazione	151
5.3 Canali di restituzione	151
Bibliografia	153
6. Equipaggiamento elettromeccanico	155
6.0 Edificio della centrale	155
6.1 Turbine idrauliche	159
6.1.1 Criteri di classificazione	159
6.1.1.1 In base a come l'acqua attraversa la turbina	159
6.1.1.1.1 Turbine ad azione	160
Turbine Pelton	160
Turbine Turgo	161
Turbine cross-flow	161
6.1.1.1.2 Turbine a reazione	162
Turbine Francis	162
Turbine Kaplan e ad elica	165
Pompe utilizzate come turbine	167
6.1.1.2 Numero di giri caratteristico	167
6.1.2 Criteri di scelta della turbina	174
Salto netto	174
Portata	178
Numero di giri caratteristico	180
Cavitazione	180
Velocità di rotazione	182
Velocità di fuga	182
Rendimento delle turbine	182
6.1.3 Curve caratteristiche delle turbine	185
Curve caratteristiche di coppia/velocità	185
Curve caratteristiche di potenza/velocità	185
Curve caratteristiche di portata/velocità	185
Curve caratteristiche delle prestazioni	186
6.1.4 Prestazioni di una turbina in situazioni diverse	186
6.2 Moltiplicatori di velocità	188
6.2.1 Tipi di moltiplicatori	188
6.2.2 Progetto di un moltiplicatore	188
6.2.3 Manutenzione dei moltiplicatori	190
6.3 Generatori	191
6.3.1 Installazione di generatori rispetto alla turbina	193
6.3.2 Eccitazione	193
Eccitatrici rotanti in corrente continua	194
Eccitatrici brushless	194
Eccitatrici statiche	194
6.3.3 Regolazione di tensione e di sincronismo	194
6.3.3.1 Generatori asincroni	194
6.3.3.2 Generatori sincroni	195
6.4 Regolazione della turbina	195
6.4.1 Regolatori di velocità	196
6.5 Quadri di controllo e di potenza	199

6.6 Quadri d'automazione	201
6.7 Servizi ausiliari	202
6.7.1 Trasformatore dei servizi ausiliari	202
6.7.2 Alimentazione in c.c. per i sistemi di controllo	202
6.7.3 Idrometri registratori dei livelli nella camera di carico e nel canale di restituzione	202
6.7.4 Sottostazione di trasformazione all'aperto	204
6.8 Esempi	204
Bibliografia:	207
7. Impatto ambientale e sua mitigazione	
7.0 Introduzione	209
7.1 Individuazione degli impatti	210
7.2 Impatti in fase di costruzione	212
7.2.1 Bacini ²¹²	
7.2.2 Opere di presa, canali a pelo libero, condotte forzate, etc.	212
7.3 Impatti in fase d'esercizio	213
7.3.1 Impatti dovuti al rumore	213
7.3.2 Impatti sul paesaggio	215
Impianto di Cordiñanes	217
Impianto sul Neckar	221
7.3.3 Impatti biologici	222
7.3.3.1 Impatti nel bacino di accumulo	222
7.3.3.2 Impatti nell'alveo	222
7.3.3.2.1 Deflusso Minimo Vitale	223
7.3.3.2.2 Passaggi per i pesci (pesci che risalgono la corrente)	226
7.3.3.2.3 Passaggi per pesci (pesci che discendono la corrente)	231
7.3.3.3 Impatti sul territorio	240
7.3.4 Oggetti d'interesse archeologico e culturale	240
7.4 Impatti delle linee elettriche	241
7.4.1 Impatto visivo	241
7.4.2 Impatto sulla salute	241
7.4.3 Impatto sugli uccelli	242
7.5 Conclusioni	242
Bibliografia:	243
8. Analisi economica	
8.0 Introduzione	245
8.1 Considerazioni generali	245
8.2 Matematica finanziaria	248
8.3 Metodi di valutazione economica	249
8.3.1 Metodi statici (indipendenti dal costo opportunità del capitale)	251
8.3.1.1 Metodo del Payback	251
8.3.1.2 Metodo del ritorno dell'investimento	251
8.3.2 Metodi dinamici	251
8.3.2.1 Metodo del Valore Attuale Netto (VAN)	251
8.3.2.2 Rapporto Benefici/Costi	252
8.3.2.3 Metodo del Tasso Interno di Rendimento (TIR)	253
8.4 Esempi	253
8.5 Analisi finanziaria di alcuni impianti europei	256
Bibliografia:	259

9. Procedure amministrative

9.0 Introduzione	261
9.1 Aspetti economici	262
9.2 Come sostenere le energie rinnovabili in un mercato deregolato*	264
9.2.1 Il “set aside”	265
9.2.2 Lo “NFFO” (Non Fossil Fuel Obligation)	265
9.2.3 Il “Renewable Portfolio Standards (RPS)”	265
9.2.4 Tasse sulle emissioni di sostanze inquinanti, tributi e crediti	266
9.2.5 Il “green pricing”	266
9.2.6 Tariffe imposte	267
9.2.7 Miscellanea	267
9.3 Aspetti tecnici	269
9.4 Aspetti relativi alle procedure amministrative	269
9.5 Requisiti ambientali	271
GLOSSARIO	273

Introduzione

1.0 Una risorsa che non richiede combustibile è virtualmente perpetua

A seguito della Conferenza di Rio sull'Ambiente e lo Sviluppo promossa dall'ONU, l'Unione Europea si è impegnata a stabilizzare le proprie emissioni di biossido di carbonio (CO₂), principali responsabili dell'effetto serra, ai livelli del 1990 entro il 2000. Evidentemente l'Europa non sarà in grado di conseguire quest'obiettivo ambizioso senza una considerevole promozione dei processi energeticamente efficienti ed un ulteriore aumento nello sviluppo delle fonti rinnovabili d'energia.

Fin dai primordi della produzione d'energia elettrica, l'idroelettrico è stato, ed è tuttora, la più importante fonte rinnovabile utilizzata.

Attualmente nell'UE l'idroelettrico, sia grande che piccolo, rappresenta, secondo il Libro Bianco sull'energia in Europa pubblicato dalla Commissione Europea, il 13% dell'energia elettrica totale generata, consentendo una riduzione nelle emissioni di CO₂ di oltre 67 milioni di tonnellate all'anno. Ma mentre i grandi impianti idroelettrici convenzionali richiedono la sommersione di estese superficie, con notevoli costi ambientali e sociali, un piccolo impianto idroelettrico (con una potenza installata inferiore a 10 MW), se opportunamente progettato si integra facilmente nell'ecosistema locale.

L'idroelettrico minore è tra le rinnovabili la fonte che maggiormente contribuisce alla produzione elettrica, sia a livello europeo sia mondiale. Nel mondo si stima ci sia una potenza installata pari a 47.000 MW, con un potenziale tecnico ed economico vicino a 180.000 MW. In Europa la potenza installata è di circa 9.500 MW e l'obiettivo della CE per il 2010 è di raggiungere i 14.000 MW.

La larga maggioranza dei piccoli impianti idroelettrici sono "ad acqua fluente": cioè la turbina produce quando l'acqua è 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 piccoli impianti indipendenti non sono in grado di fornire energia con continuità, almeno che essi non siano dimensionati in modo tale da avere sempre acqua sufficiente per funzionare.

Questo problema può essere risolto in due modi. Il primo è l'utilizzo di laghi esistenti o bacini artificiali di accumulo posti a monte dell'impianto. Il secondo è la connessione dell'impianto ad una rete di distribuzione elettrica.

Questo secondo gode del vantaggio di facilitare la regolazione ed il controllo automatico della frequenza di generazione dell'energia elettrica, ma paga lo svantaggio di dover vendere l'energia all'azienda distributrice al prezzo da lei imposto - il cosiddetto *buy-back* - che può essere troppo basso. In anni recenti, nella maggior parte degli Stati Membri, il prezzo è stato fissato dai governi nazionali che, consapevoli dei benefici ambientali delle fonti rinnovabili, hanno provveduto ad aumentare il *buy-back*.

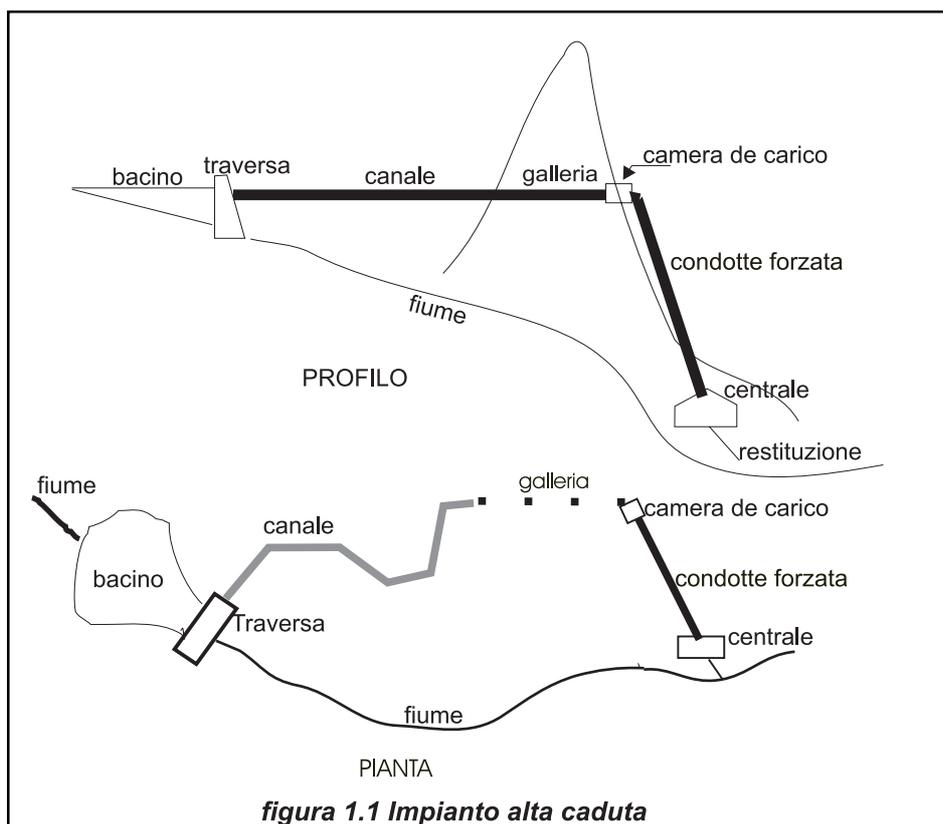
Portogallo, Spagna e Germania hanno dimostrato che *buy-back* ragionevoli sono essenziali per aumentare la produzione d'energia elettrica da fonti rinnovabili.

Con l'annunciata "liberalizzazione" del mercato europeo dell'energia elettrica, i piccoli produttori si troveranno in una posizione svantaggiata nel contrattare l'acquisto della propria energia da parte delle compagnie distributrici. Tuttavia i governi nazionali non possono fare a meno delle fonti rinnovabili nel loro sforzo per porre un freno alle emissioni di CO₂ e devono trovare i modi, simili eventualmente al NFFO adottato nel Regno Unito, per sostenere la produzione d'energia rinnovabile.

1.1 Definizione di idroelettrico minore

Non c'è accordo tra gli Stati Membri della UE sulla definizione di idroelettrico minore. Alcuni stati come Portogallo, Spagna, Irlanda ed ora anche Grecia 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); in Francia il limite è stato stabilito in 8 MW e nel Regno Unito in 5 MW.

Nel seguito si considererà come piccolo ogni impianto con potenza installata fino a 10 MW. Questo valore è adottato da 5 Stati Membri, dall'ESHA (European Small Hydro Association) dalla Commissione Europea e dell'UNPEDE (l'Unione Internazionale dei Produttori e Distributori di Energia Elettrica).



1.2 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 (denominato salto o caduta), in energia elettrica nel punto più basso dell'impianto, dove è collocata la centrale. La potenza dell'impianto è proporzionale alla portata d'acqua ed al salto.

In dipendenza del salto disponibile, gli impianti possono essere divisi in tre categorie:

- Alta caduta: al di sopra di 100 m.
- Media caduta: 30-100 m.
- Bassa caduta: 2-30 m.

Questi intervalli di valori non sono rigidi, ma hanno il solo scopo di classificare i siti idroelettrici.

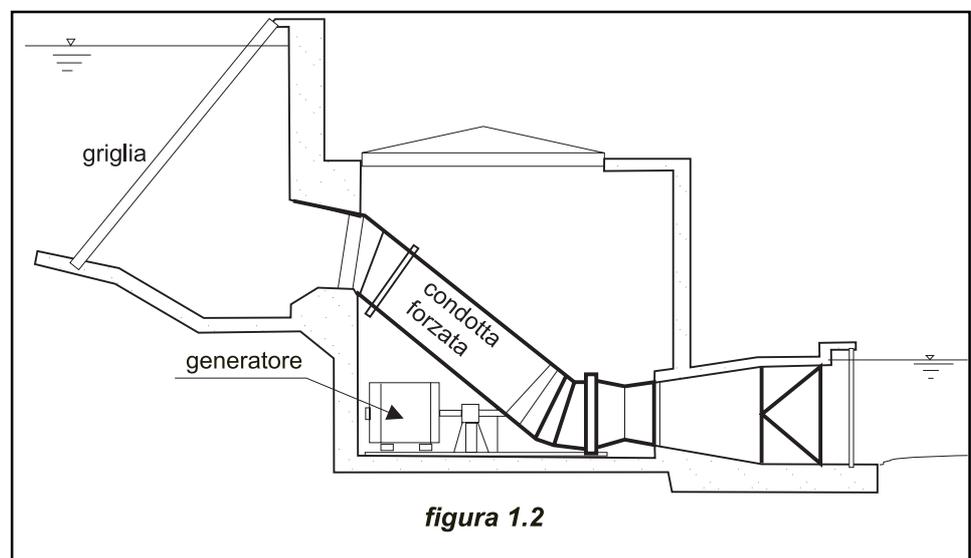
Gli impianti possono anche essere definiti come:

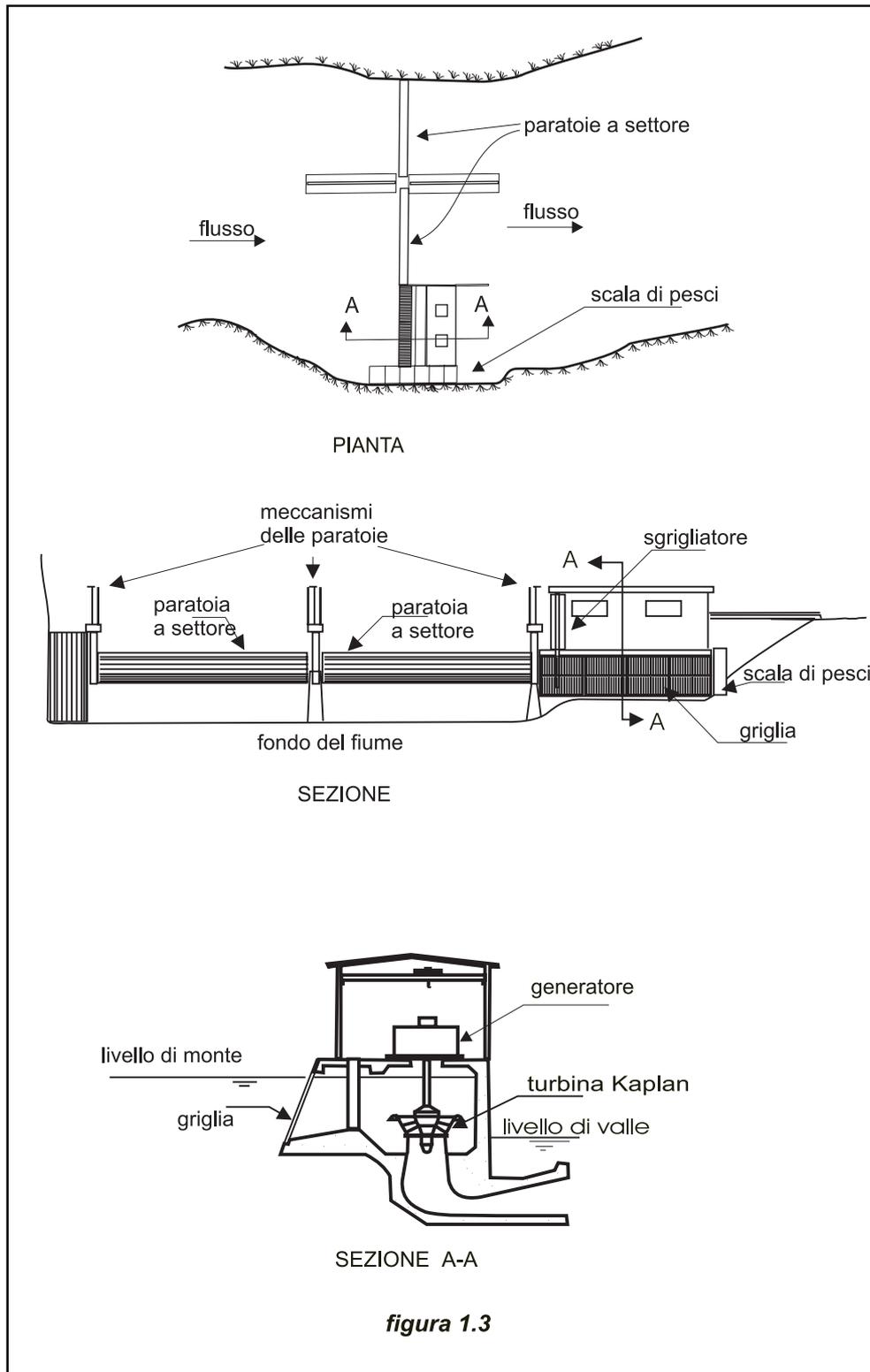
- Impianti ad acqua fluente.
- Impianti con la centrale al piede di una diga.
- Impianti inseriti in un canale od in una condotta per approvvigionamento idrico.

1.2.1 Impianti ad acqua fluente

Negli impianti ad acqua fluente la turbina produce con modi e tempi totalmente dipendenti dalla disponibilità nel corso d'acqua. Quando il corso d'acqua è in magra e la portata scende al di sotto di un certo valore predeterminato - la portata minima della turbina installata sull'impianto - la produzione di energia cessa.

Gli impianti a medio ed alto salto utilizzano sbarramenti per avviare l'acqua verso l'opera di presa dalla quale l'acqua è convogliata alle turbine attraverso una tubazione in pressione (condotta forzata). Le condotte forzate sono opere costose e quindi uno schema di progetto come quello descritto di solito è antieconomico. Un'alternativa (figura 1.1) è quello di addurre l'acqua per mezzo di un canale a





debole pendenza che corre accanto al fiume fino ad un bacino di carico e da qui in 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 che può essere economicamente valida è quella di realizzare una tubazione in bassa pressione che consente una maggior libertà nella scelta delle pendenze. Allo scarico delle turbine l'acqua viene reimpressa nel corso d'acqua attraverso un canale di restituzione.

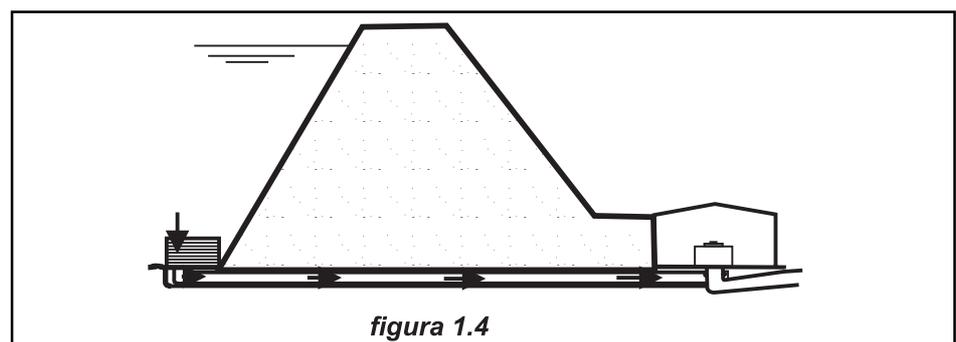
Talvolta può venir creato dallo sbarramento un piccolo invaso sufficiente ad immagazzinare l'acqua per l'esercizio dell'impianto nelle sole ore di punta. Allo stesso scopo e con gli stessi criteri di dimensionamento può essere realizzato fuori alveo o presso la camera di carico della condotta forzata un bacino artificiale sfruttando le possibilità costruttive fornite dai geotessili.

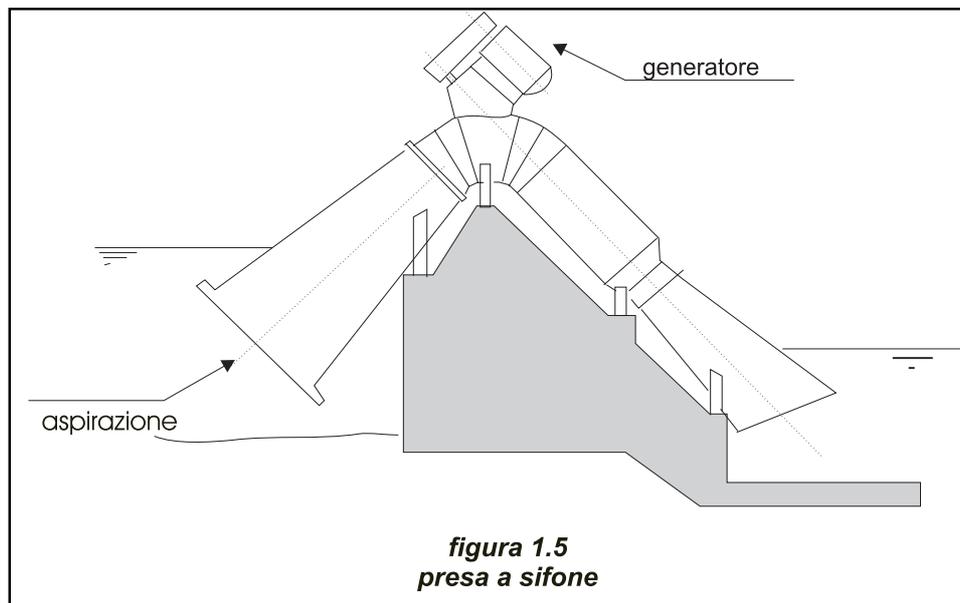
Tipicamente, gli impianti a bassa caduta sono realizzati presso l'alveo del fiume. Si possono scegliere due soluzioni tecniche. La prima è quella di derivare l'acqua fino all'ingresso delle macchine mediante una breve condotta forzata come negli impianti ad alta caduta (figura 1.2); la seconda è quella di creare il salto mediante una piccola diga equipaggiata con paratoie a settore e nella quale è inserita l'opera di presa, la centrale e la scala dei pesci (figura 1.3).

1.2.2 Impianti con la centrale al piede diga

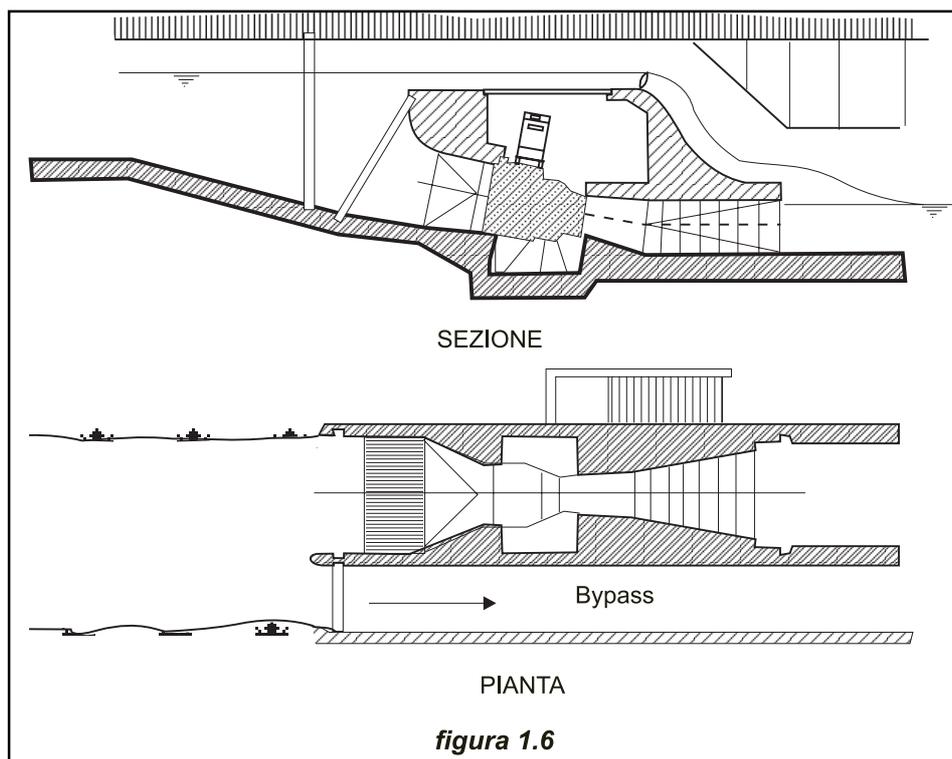
Un piccolo impianto idroelettrico non può permettersi il lusso di un grande serbatoio per essere in esercizio quando ciò è più conveniente; il costo di una diga relativamente grande e delle opere idrauliche connesse sarebbe troppo elevato per renderlo economicamente fattibile. Se viceversa il serbatoio è già stato costruito per altri scopi (controllo delle piene, irrigazione, approvvigionamento potabile di una popolosa città, turismo, etc.) può darsi sia possibile produrre energia elettrica utilizzando le portate compatibili con l'uso prevalente del serbatoio o con i rilasci a fini ecologici.

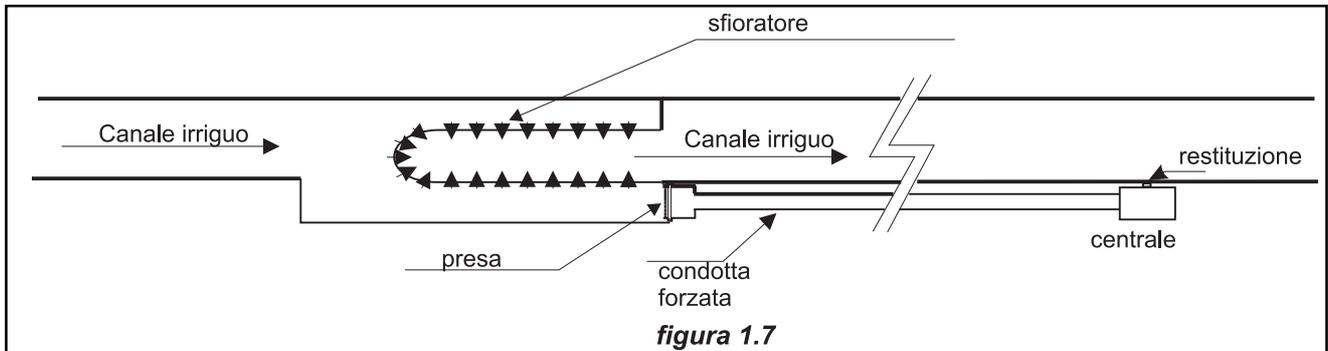
Il problema principale è quello di realizzare una via d'acqua che colleghi idraulicamente monte e valle della diga, in modo che le turbine possano adattarsi a questa via d'acqua. Se la diga possiede già uno scarico di fondo, come nella figura 1.4, la soluzione è evidente. Altrimenti, se la diga non è troppo alta, si può installare una turbina in sifone. Queste turbine rappresentano una soluzione elegante per impianti con salto fino a 10 metri 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 metri (USA). La turbina può essere collocata sia sul coronamento della diga sia sulla sua parte di valle. Il gruppo può essere fornito già adattato in officina alle opere esistenti ed installato senza significative modificazioni della diga (figura 1.5).





1.2.3 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 in modo da 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 dotata di una turbina Kaplan a rimando d'angolo. Per assicurare la continuità della fornitura dell'acqua per l'irrigazione, anche in caso di fuori servizio del gruppo lo schema dovrebbe includere un by-pass laterale, come in figura. Questo tipo di impianto deve essere progettato contemporaneamente al canale perché l'ampliamento del canale quando è già in esercizio è un'operazione costosa.
- Se il canale è già esistente, una soluzione adeguata è rappresentata in figura 1.7. Il canale dovrebbe venir leggermente allargato per poter ospitare la presa e lo scaricatore di superficie.

Per ridurre al minimo la larghezza della presa si dovrebbe realizzare uno sfioratore



fotografia 1.1

allungato. Dalla presa una condotta forzata che corre lungo il canale convoglia l'acqua in pressione alla turbina, attraversata la quale, tramite un breve canale di restituzione, l'acqua è scaricata nel corso d'acqua (fotografia 1.1). Poiché solitamente nei canali irrigui non è presente fauna ittica, la scala dei pesci non è necessaria.

1.2.3 Impianti inseriti in sistemi d'approvvigionamento potabile

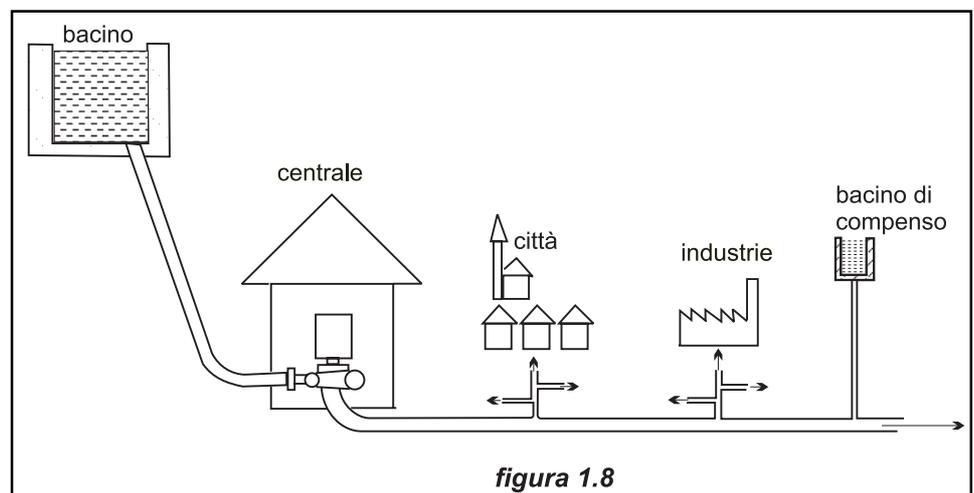
L'acqua potabile è approvvigionata ad una città adducendo l'acqua da un serbatoio di testa mediante una condotta in pressione. Solitamente in questo genere di impianti la dissipazione dell'energia all'estremo più basso della tubazione in prossimità dell'ingresso all'impianto di trattamento acque viene conseguito mediante l'uso di valvole speciali.

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 sovrappressioni dovute al colpo d'ariete sono particolarmente critiche se la turbina è inserita su una tubazione vecchia.

Per assicurare l'approvvigionamento idrico in ogni situazione deve essere comunque previsto un sistema di valvole di by-pass.

In alcuni sistemi d'approvvigionamento idrico la turbina scarica in un serbatoio a pelo libero. Il sistema di regolazione mantiene il livello nel serbatoio automaticamente e senza 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 automaticamente il livello nel serbatoio.

Talvolta se la valvola principale di by-pass è fuori servizio e si verifica una sovrappressione, una valvola ausiliaria di *by-pass* è rapidamente aperta mediante un contrappeso e successivamente richiusa. 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 quei sistemi dove lo scarico delle turbine è soggetto alla contropressione della rete, come mostrato in figura 1.8.

1.3 Progetto di un piccolo impianto idroelettrico

Il progetto definitivo di un impianto è il risultato di un complesso processo iterativo dove, avendo sempre in mente l'impatto sull'ambiente, le diverse soluzioni tecniche sono confrontate da un punto di vista economico.

Sebbene non sia facile fornire una guida dettagliata di come valutare un impianto, è possibile descrivere i passi fondamentali da compiere prima di decidere se si debba procedere o meno con uno studio di fattibilità. Ecco una lista degli studi che si dovrebbero condurre:

- Topografia e geomorfologia del sito.
- Valutazione della risorsa idrica e del suo potenziale energetico.
- Selezione del sito e schema base d'impianto.
- Turbine idrauliche, generatori elettrici e loro regolazione.
- Studio d'Impatto Ambientale e misure di mitigazione.
- Valutazione economica del progetto e possibilità di finanziamento.
- Ambito istituzionale e procedure amministrative per l'ottenimento delle autorizzazioni.

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

Per decidere se un impianto è fattibile è necessario stimare l'entità delle risorse idriche esistenti sul posto. Il potenziale energetico dell'impianto è proporzionale al prodotto delle portate e del salto. Il salto lordo può generalmente considerarsi costante, mentre la portata varia nel corso dell'anno. La curva delle durate è molto utile per scegliere le apparecchiature idrauliche più appropriate, valutarne il potenziale e calcolare la produzione annua d'energia. Una sola misura del valore istantaneo della portata in un corso d'acqua è di scarso valore. La misura del salto lordo si rileva con molta rapidità. 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 più semplici e rapidi. La costruzione della curva delle durate in 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 sono analizzati vari metodi per la misura della portata defluente in un corso d'acqua e sono discussi i modelli idrologici per calcolare il regime delle portate in una sezione nella quale non esistono misure dirette. Fortunatamente nuovi *software* facilitano queste operazioni e nel Capitolo 3 viene presentato uno di questi programmi (HydrA).

Il Capitolo 4 verte sulle tecniche - ortofotografia, RES, GIS, geomorfologia, geotettonica, etc. - attualmente utilizzate per la valutazione di un sito idroelettrico

in modo da evitare futuri fallimenti dell'iniziativa. Sono stati analizzati anche alcuni di tali fallimenti e vengono tratte delle conclusioni su come essi potessero essere evitati.

Nel Capitolo 5 sono sviluppati gli schemi di base di impianto 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 posta sulla loro configurazione, soprattutto per gli impianti a bassa caduta, e sul processo di scelta della macchina mediante il criterio del numero di giri caratteristico. Poiché attualmente i piccoli impianti idroelettrici non sono presidiati, sono passati in rassegna i sistemi di controllo basati sull'uso di PC.

Lo Studio di Impatto Ambientale è richiesto per ottenere l'autorizzazione all'uso dell'acqua. Sebbene numerosi studi recenti abbiano dimostrato che l'idroelettrico minore non comporta alcuna emissione né produce rifiuti tossici e non contribuisce ai cambiamenti climatici, i progettisti devono predisporre tutte le misure necessarie a ridurre gli impatti sugli ecosistemi locali. Il Capitolo 7 analizza questi impatti e le conseguenti misure di mitigazione.

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

Nel capitolo 9 sono esaminati anche gli ambiti istituzionali e le procedure amministrative nei vari Stati Membri dell'UE. Purtroppo la recente "deregulation" dell'industria elettrica rende impossibile entrare nei dettagli di un quadro che era molto chiaro solo pochi anni fa, quando nel Dicembre 1994 con un contratto della CE, Direzione Generale Energia, DG XVII, l'ESHA redasse il rapporto "Idroelettrico Minore. Quadro generale per la Legislazione e le Procedure Amministrative nell'Unione Europea".

2 Fondamenti di Ingegneria Idraulica

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 su una grande quantità di esperienza accumulata. Esperienza che risale a 2.500 anni fa quando un imponente sistema irriguo, tuttora funzionante, fu realizzato vicino al Siechuan, e gli ingegneri dell'Impero Romano costruirono gli acquedotti.

2.2 Flusso dell'acqua nei tubi

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

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

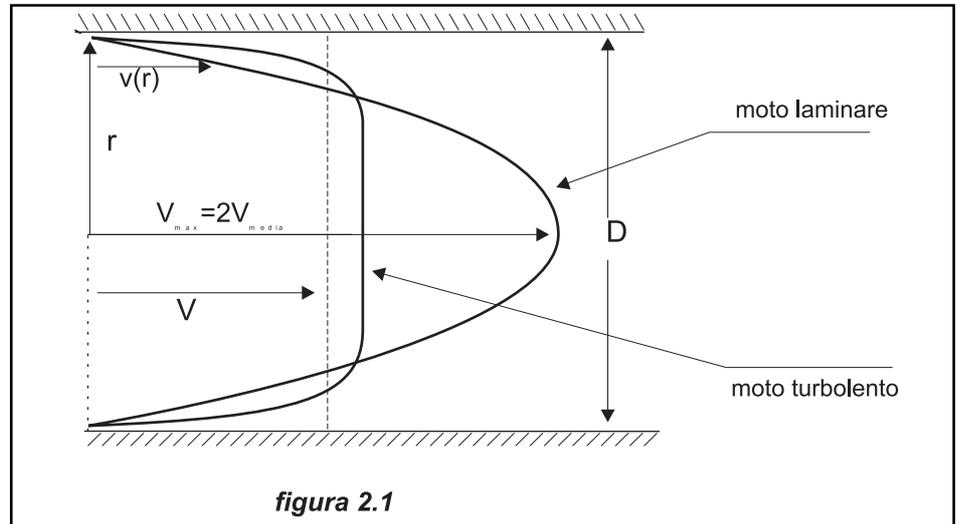
dove H_1 è l'energia totale, h_1 è la quota geodetica, P_1 la pressione, γ il peso specifico dell'acqua, V_1 la velocità dell'acqua e g l'accelerazione di gravità. L'energia totale nel punto 1 è quindi la somma algebrica dell'energia potenziale h_1 , dell'energia di pressione P_1/γ e dell'energia cinetica $V_1^2/2$.

Se l'acqua viene fatta defluire molto lentamente in un tubo di vetro di piccolo diametro lungo e diritto all'inizio del quale viene introdotta una corrente di acqua colorata, quest'ultima si presenta come una linea retta attraverso 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 massima velocità, che è raggiunta sull'asse.

Se si provoca un aumento graduale della velocità della corrente, si giunge ad 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 mezzo del tubo, che si muovono più veloci, e le rallentano. In questo istante il moto diventa turbolento e la 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 del moto laminare e 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 il tubo circolare dalla relazione:

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

dove $D(m)$ è il diametro del tubo, V la velocità media dell'acqua (m/s) e ν è la viscosità cinematica del fluido (m^2/s).



Sperimentalmente è stato riscontrato che per il flusso in tubi circolari il numero di Reynolds critico è circa 2.000. Infatti la transizione non avviene sempre esattamente a $N_R=2.000$, ma varia secondo le condizioni sperimentali. Perciò esiste più di un punto di transizione e si definisce per tanto 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 all'acqua a 20 °C è $\nu=1 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Adottando il valore conservativo $N_R=2000$ si ha:

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

da cui:

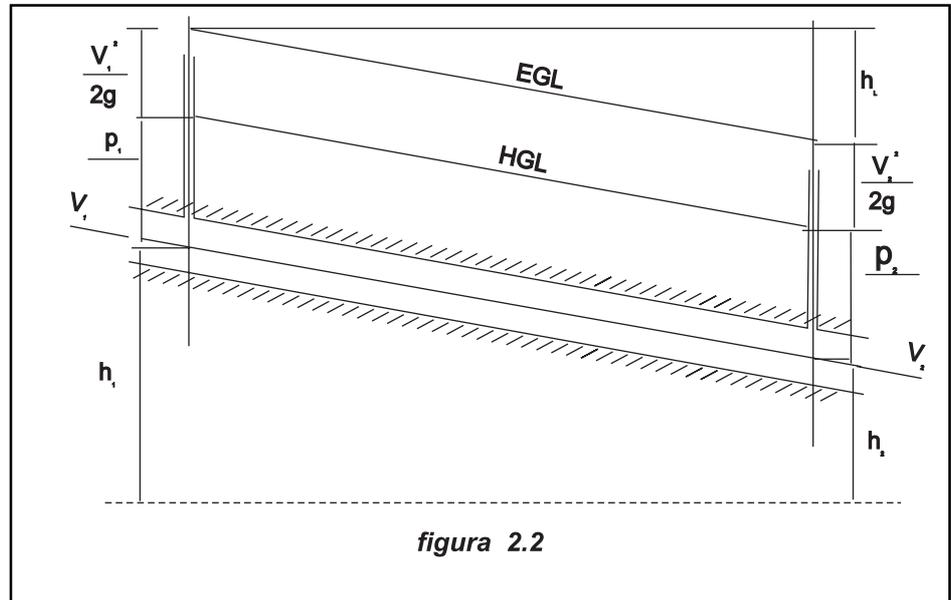
$$Q_{\max} = A \cdot V_{\max} = \frac{\pi}{4} \cdot 0,06^2 \cdot 0,033 = 3,73 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} = 0,373 \text{ l/s}$$

L'acqua perde energia nel fluire attraverso il 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 rugosità del materiale e dal gradiente di velocità nei pressi della parete. Il gradiente di velocità, come si vede in figura 2.1, è più alto nel moto turbolento che nel moto laminare. Perciò, al crescere del numero di Reynolds, cresceranno anche le perdite per attrito. Allo stesso tempo, ad 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.



E' possibile constatare che tra due sezioni l'acqua perde una certa quantità d'energia h_f :

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

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 ad 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 incompressibile in moto stazionario all'interno di un tubo:

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

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 m/s²).

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

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

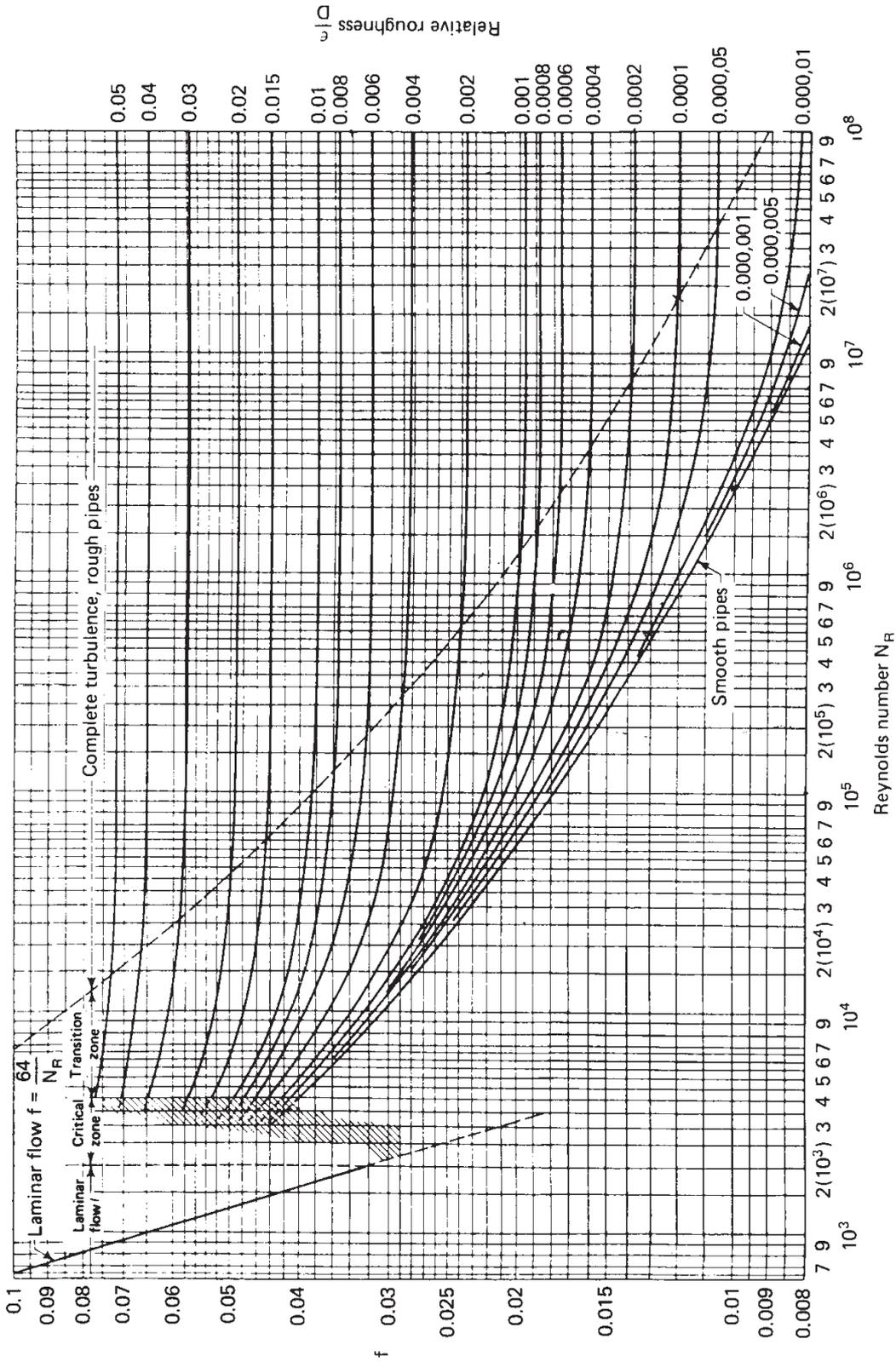


figura 2.3
 Fattore d'attrito per il moto nei tubi:
 abaco di Moody
 'Trans. ASME, vol 66, 1944'

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 diminuiscano le perdite per attrito. Sostituendo nella (2.4) il valore f ottenuto dalla (2.5) si ottiene:

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

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 in acciaio e giunti lisciati)	0,188

E' 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. Quando 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 concepirono per questi casi l'equazione seguente:

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

Le formule 2.7 e 2.9 sono difficili da risolvere manualmente, suggerendo a Moody la preparazione del suo ben noto abaco per il calcolo del fattore d'attrito nei tubi (figura 2.3).

Esaminando l'abaco si osservano quattro zone:

1. una zona laminare (ombreggiata in figura) dove f è una funzione lineare di N_R (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 m³/s.

La velocità media della corrente è $4 Q/\pi D^2 = 1,886$ m/s

Dalla tabella 2.1 $e = 0,6$ mm e perciò $e/D = 0,6/900 = 0,000617$

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

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):

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

Chi non amasse i nomogrammi può utilizzare un foglio elettronico per derivare $\alpha = \sqrt{1/f}$ dall'equazione 2.9

Poiché la variabile α appare in entrambi i membri dell'equazione è necessario procedere con un calcolo iterativo. Per far ciò utilizziamo il blocco E5.G9 di un foglio elettronico "Quattro v5.0" (figura 2.4).

Nella figura 2.5 c'è una lista delle formule che dovrebbero essere introdotte in ogni cella. Una volta introdotte la formula ed i dati, il foglio dovrebbe apparire come in figura 2.4. In questo caso abbiamo usato 0,025 come valore di tentativo per f , equivalente a $\alpha=6,3245$. Nel blocco sopra menzionato si può vedere come il valore di α converga al valore finale di $\alpha=7,4221$ che automaticamente fornisce il valore finale di $f=0,0182$ e una perdita di carico $h_f=1,829$ m.

	A	B	C	D	E	F	G	H
1	Ejemplo 2.4 - Caso de tubería de acero soldado							
2								
3		Q	1.2	m3/seg	f	alpha	alpha	
4		D	900	mm	0.025	6.3245553	7.4316285	
5		V	1.886	m/seg		7.4316285	7.4220316	
6		L	500	m		7.4220316	7.4221143	
7		Nr	1300000			7.4221143	7.4221136	
8		e	0.6			7.4221136	7.4221136	
9		e/d	6.67E-04			7.4221136	7.4221136	
10		f	0.0182					
11		nu	1.31E-06					
12		hf	1.829	m				
13								

figura 2.4

In Internet esistono due pagine, una corrispondente alla PENNSTATE University, Dipartimento di Ingegneria Meccanica e l'altro all'AeMES Department, University of Florida, che hanno un programma *on line* per calcolare il fattore d'attrito introducendo il numero di Reynolds ed un parametro che descriva la scabrezza. Il programma è molto più veloce dei due metodi sopra descritti e più preciso all'abaco di Moody. Gli indirizzi Internet sono rispettivamente:

<http://viminal.me.psu.edu/~cimbala/courses/ME033.htm>

<http://grumpy.aero.ufl.edu/gasdynamic/colebrook.htm>

Utilizzando i due programmi "on line" con i dati dell'esempio 2.2, il risultato è stato rispettivamente $f=0,01787$ e $f=0,01823$ con una precisione spinta alla decima cifra decimale.

Si può osservare che il secondo valore è praticamente identico a quello ottenuto con il foglio di calcolo.

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_p , non si deve fare altro che usare una variabile indipendente μ così definita:

$$\mu = \frac{1}{2} f N_R^2 \tag{2.10}$$

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

$$\mu = \frac{g D^3 h_f}{L v^2} \tag{2.11}$$

A:B3:	Q
A:C3:	1.2
A:D3:	m3/seg
A:E3:	^f
A:F3:	^alpha
A:G3:	^alpha
A:B4:	D
A:C4:	900
A:D4:	mm
A:E4:	0.025
A:F4:	+1/@SQRT(E4)
A:G4:	-2*@LOG(\$A:\$C\$9/3.7+2.51/\$A:\$C\$7*F4)
A:B5:	V
A:C5:	+4*C3/(C4/1000)^2/@PI
A:D5:	m/seg
A:F5:	+G4
A:G5:	-2*@LOG(\$A:\$C\$9/3.7+2.51/\$A:\$C\$7*F5)
A:B6:	L
A:C6:	500
A:D6:	m
A:F6:	+G5
A:G6:	-2*@LOG(\$A:\$C\$9/3.7+2.51/\$A:\$C\$7*F6)
A:B7:	Nr
A:C7:	1300000
A:F7:	+G6
A:G7:	-2*@LOG(\$A:\$C\$9/3.7+2.51/\$A:\$C\$7*F7)
A:B8:	e
A:C8:	0.6
A:F8:	+G7
A:G8:	-2*@LOG(\$A:\$C\$9/3.7+2.51/\$A:\$C\$7*F8)
A:B9:	e/d
A:C9:	+C8/C4
A:F9:	+G8
A:G9:	-2*@LOG(\$A:\$C\$9/3.7+2.51/\$A:\$C\$7*F9)
A:B10:	f
A:C10:	+1/G9^2
A:B11:	nu
A:C11:	+1.31*10^-6
A:B12:	hf
A:C12:	+C10*C6/C4*1000*C5^2/(2*9.81)
A:D12:	m

figura 2.5

dove tutti i parametri sono noti. Una volta calcolato il valore di μ , 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 μ 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.

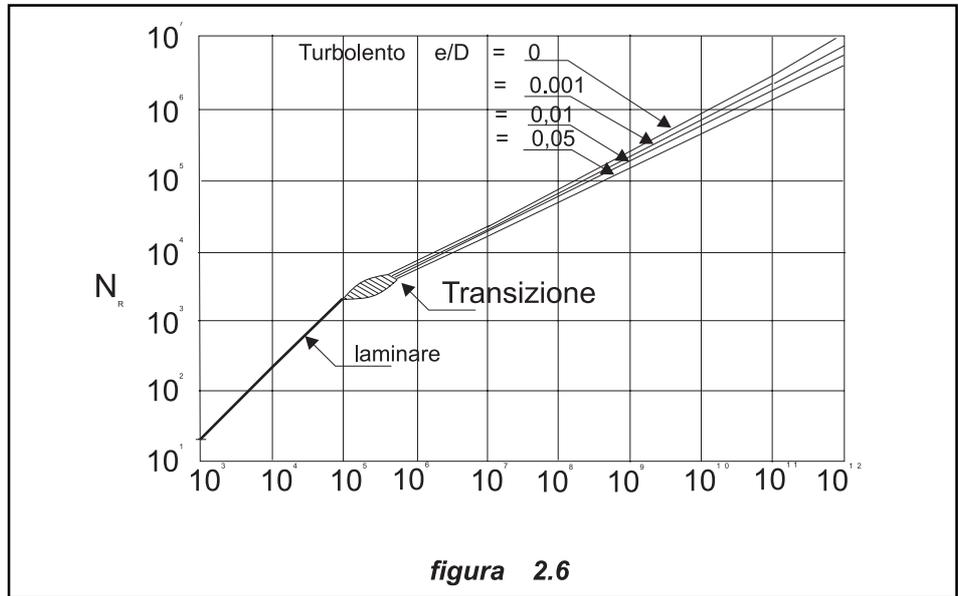


figura 2.6

Esempio 2.3

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

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

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

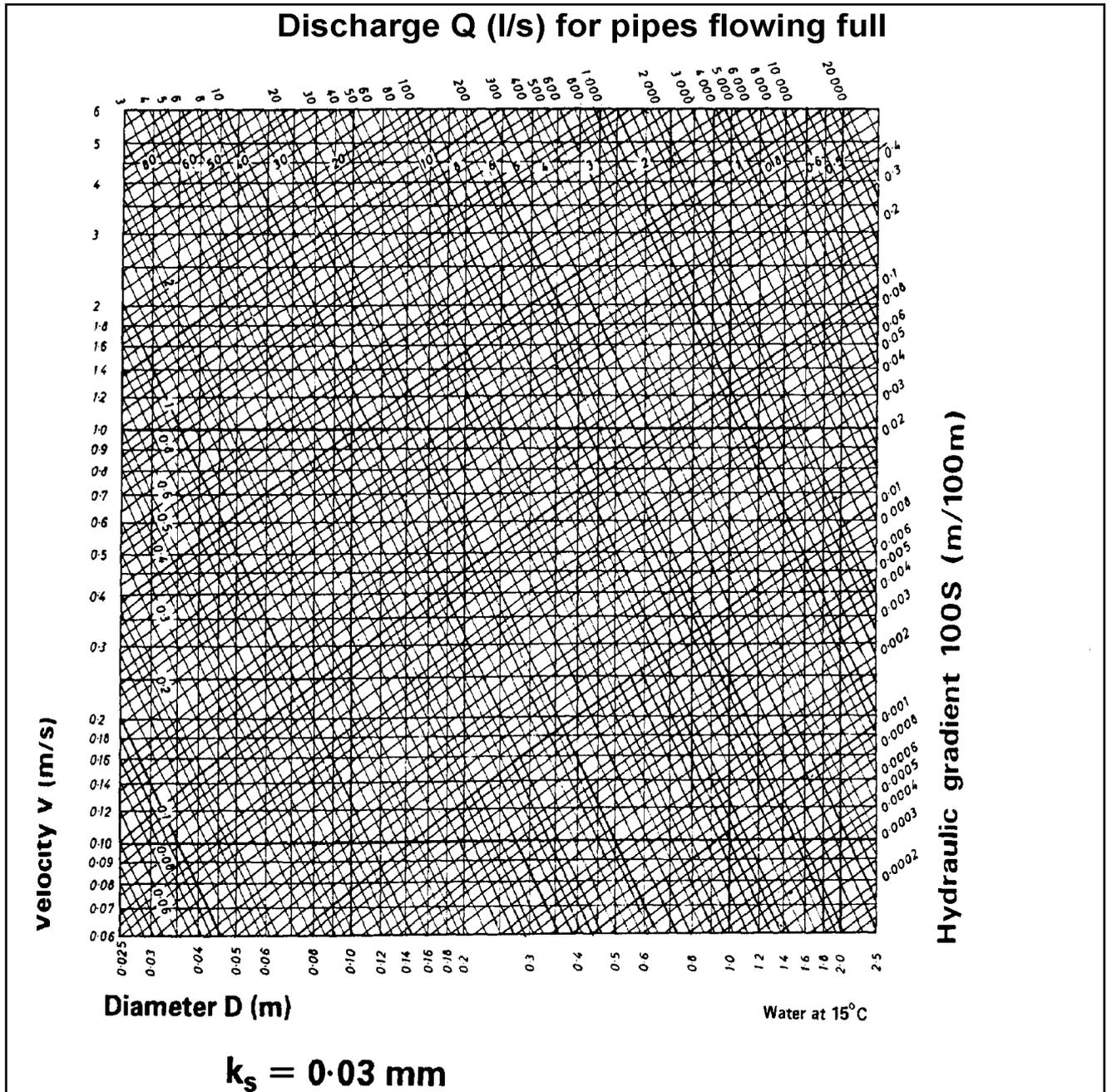
$$N_R = -2\sqrt{2 \cdot 3,86 \cdot 10^{10}} \log_{10} \left(\frac{4 \cdot 10^{-4}}{3,7} + \frac{2,51}{\sqrt{2 \cdot 3,86 \cdot 10^{10}}} \right) = 2,19 \cdot 10^6$$

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

Sempre basati sull'equazione di Colebrook e White esistono altri nomogrammi per il calcolo delle perdite di carico per attrito in un tubo, dati che siano 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.

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 ad una certa potenza del diametro.
4. Proporzionale ad 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, P è il perimetro bagnato (m), A è la sezione trasversale del tubo (m^2) e S è il gradiente idraulico ovvero le perdite di carico per unità di lunghezza di condotto.

Questa formula applicata ad 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

Tipo di tubo	n
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 in 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 in 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 e di poco superiore a quello ottenuto con il foglio di calcolo.

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 1200 mm ove defluisca una portata con velocità media di 4 m/s.

D (mm)	500	800	1200	1500
Q (m ³ /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 _f (m)	18,40	9,85	5,73	4,2

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.

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

$$h_f = \frac{6,87 \cdot L}{D^{1,165}} \left(\frac{V}{C} \right)^{1,85} \quad (2.15)$$

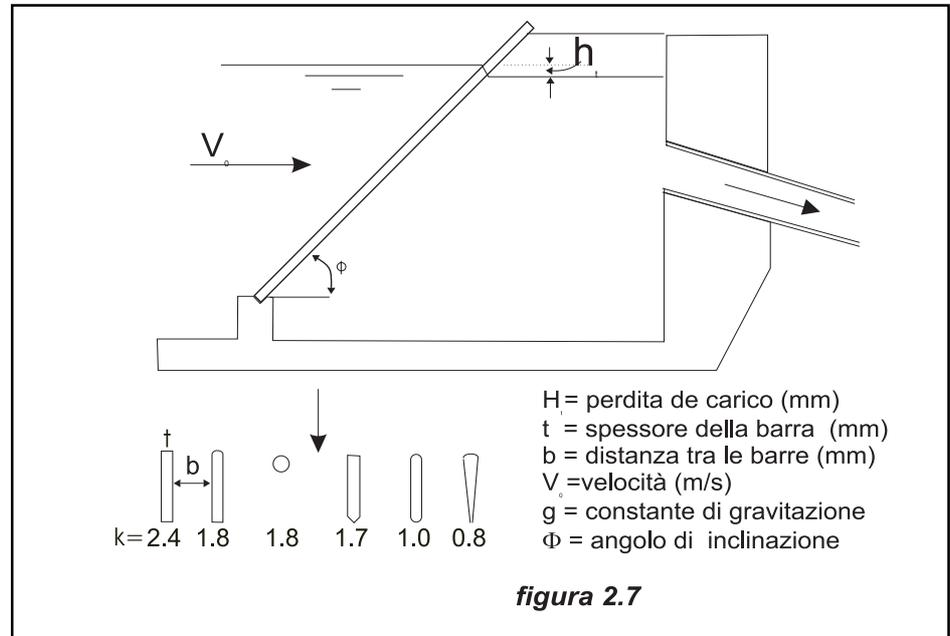
dove V è la velocità della corrente (m/s), D il diametro (m), L la lunghezza del tubo (m) e C il coefficiente di Hazen-Williams che assume i valori riportati in tabella.

Tabella 2.3 Coefficienti di Hazen-Williams

Tipo di tubo	C
Cemento amianto	140
Ghisa	
nuova	130
10 anni	107-11
20 anni	89 - 100
30 anni	75 - 90
Calcestruzzo	
gettato in opera - casseri in acciaio	140
gettato in opera - casseri in legno	120
gettato mediante centrifugazione	130
Acciaio	
Rivestimento bituminoso	150
nuovo non rivestito	150
rivettato [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. Il flusso attraverso la griglia dà sempre origine ad una perdita di carico. Sebbene in generale sia modesta, essa può essere calcolata con la formula di Kirchmer (vedi figura 2.7).

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

dove i parametri sono definiti in figura 2.7.

Se la griglia non è perpendicolare, ma forma un angolo β con la corrente (β avrà il valore massimo di 90° per una griglia posta lateralmente ad un canale) vi sarà un'ulteriore perdita di carico data da:

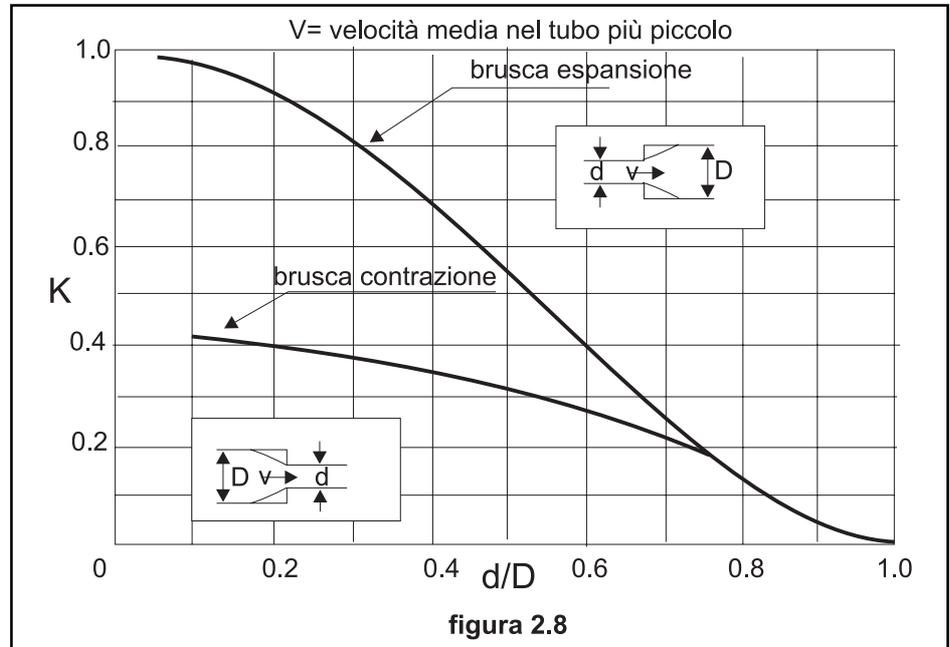
$$h_\beta = \frac{V_0^2}{2g} \sin \beta$$

2.2.2.2 Perdita di carico per brusca contrazione od espansione

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

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 :

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



Per un 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:

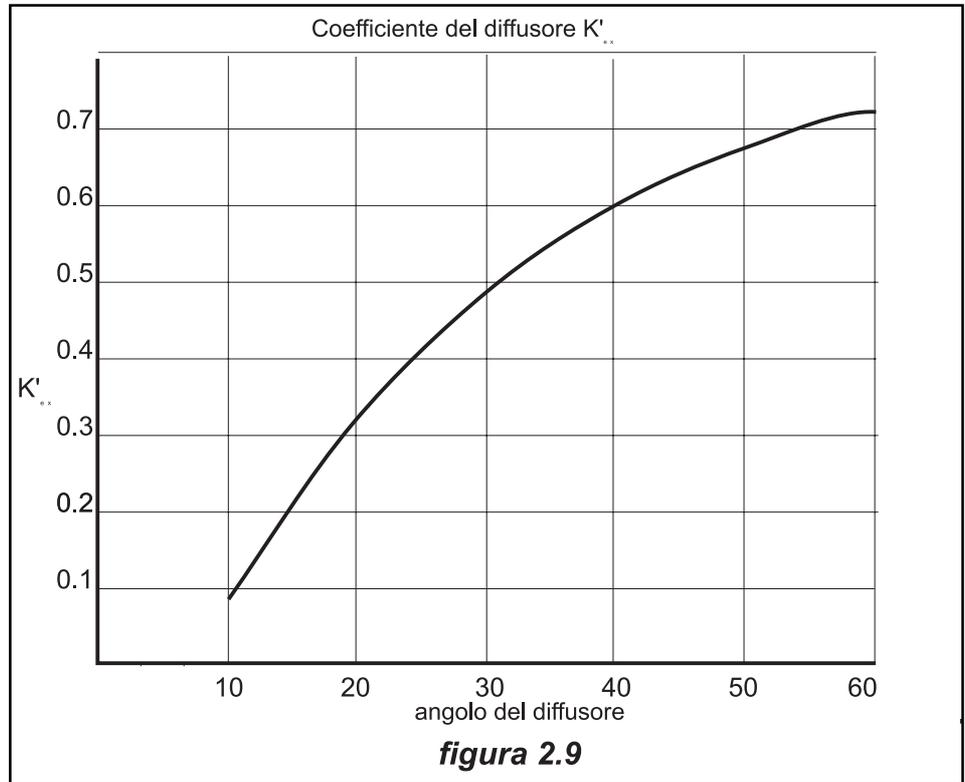
$$h_{ex} = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} = \left(1 - \frac{V_2}{V_1} \right)^2 \frac{V_1^2}{2g} = \left(1 - \frac{A_1}{A_2} \right)^2 \frac{V_1^2}{2g} = \left(1 - \frac{d^2}{D^2} \right) \frac{V_1^2}{2g} \quad (2.19)$$

dove V_1 è la velocità nel tubo più piccolo. La figura 2.8 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. Nei convergenti le perdite dipendono dall'angolo, come appare dalla Tabella 2.3 dove sono riportati i valori sperimentali di K'_c :

Tabella 2.3 Valori di K'_c per diversi angoli del convergente

Angolo	K'_c
30°	0,02
45°	0,04
60°	0,07

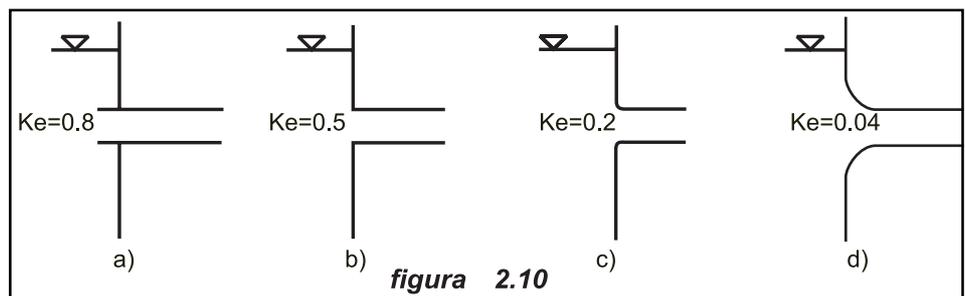


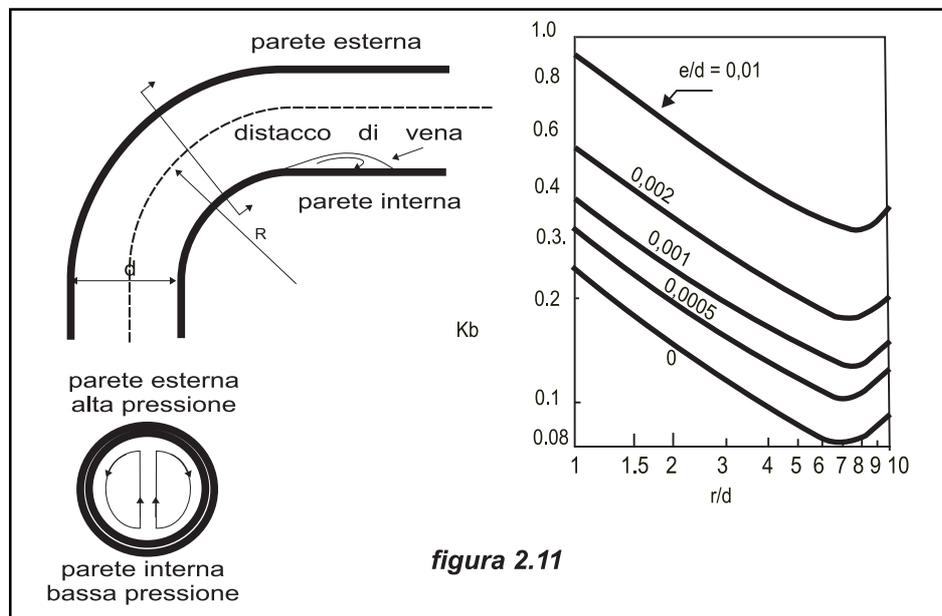
Nel diffusore l'analisi del fenomeno è più complessa. La figura 2.9 mostra i valori di K'_{ex} trovati sperimentalmente per diversi angoli di diffusore. La perdita di carico è data da:

$$h'_{ex} = K'_{ex} \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \tag{2.20}$$

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 2.10 mostra il valore K_e con il quale moltiplicare l'altezza cinetica $V^2/2g$ nel tubo.





2.2.2.3 Perdite di carico nelle curve

L'esperienza ha messo in luce che lungo una curva si verifica un aumento di pressione lungo la parete esterna ed una diminuzione lungo quella interna. Questa differenza di pressione provoca una corrente secondaria del tipo di quella mostrata in figura 2.11. 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 è dissipato per attrito viscoso.

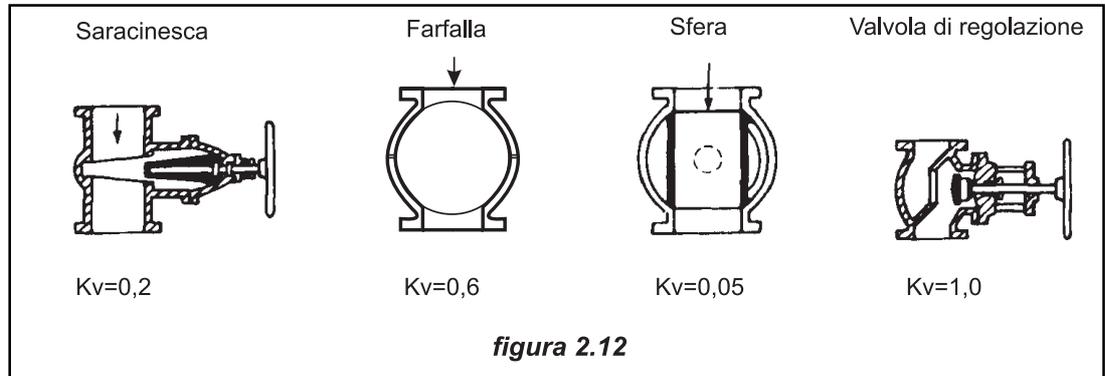
In queste circostanze le perdite di carico dipendono dal raggio della curva e dal diametro del tubo. Inoltre, la presenza di una circolazione secondaria induce delle perdite per attrito secondarie, anch'esse dipendenti dalla scabrezza relativa e/D . La figura 2.11, presa dal riferimento bibliografico 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° 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.

2.2.2.4 Perdite di carico attraverso 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 della portata 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 della valvole. La figura 2.12 mostra il valore k_v per differenti tipi di valvole.



2.2.3 Transitori

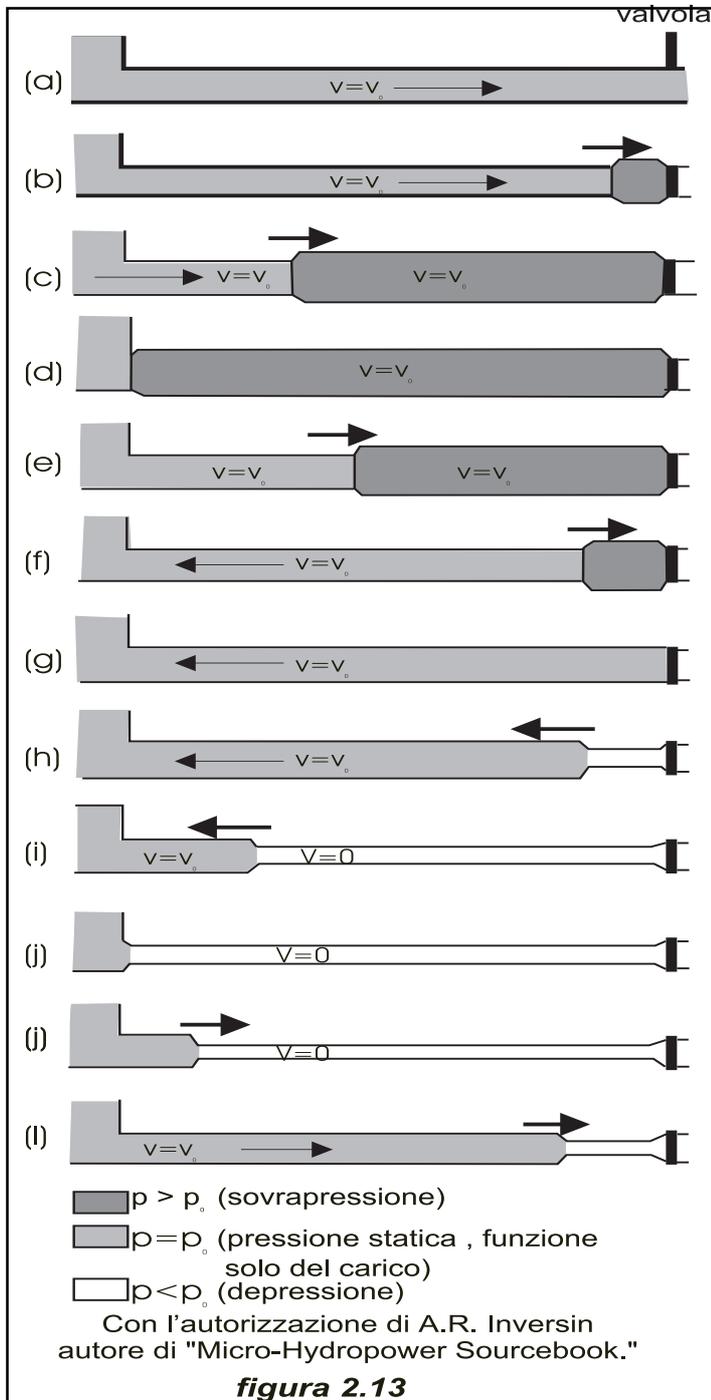
In regime stazionario, quando cioè si assume che la portata si mantenga costante nel tempo, la pressione d'esercizio in ogni punto della condotta è pari al carico d'acqua in quel punto. Se si verifica un repentino cambiamento di portata, per esempio quando il gestore dell'impianto o il sistema di regolazione 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:

$$F = m \frac{dV}{dt} \tag{2.21}$$

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 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 incompressibile.

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 2.13 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 ad 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 ed 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 compresso 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. Comunque, 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 viepiù 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: $2 \cdot 10^9$ N/m²

D = diametro interno del tubo (mm)

E = modulo di elasticità del materiale costituente il tubo (N/m²)

t = spessore del tubo (mm)

ρ = densità dell'acqua (10^3 kg/m³)

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 sovrappressione ed il suo valore in metri di colonna d'acqua sarà:

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

dove ΔV è la variazione di velocità dell'acqua.

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 sovrappressione non si svilupperà del tutto perché l'onda negativa riflessa che arriva alla valvola compenserà l'incremento della pressione. In questo caso la sovrappressione 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

$$N = \left(\frac{\rho \times L \times V_0}{P_0 \times t} \right)^2 \quad (2.26)$$

dove:

- ρ = densità dell'acqua (kg/m^3)
- V_0 = velocità dell'acqua (m/s)
- L = Lunghezza totale del tubo (m)
- P_0 = pressione statica (metri di colonna d'acqua)
- t = tempo di chiusura (s)

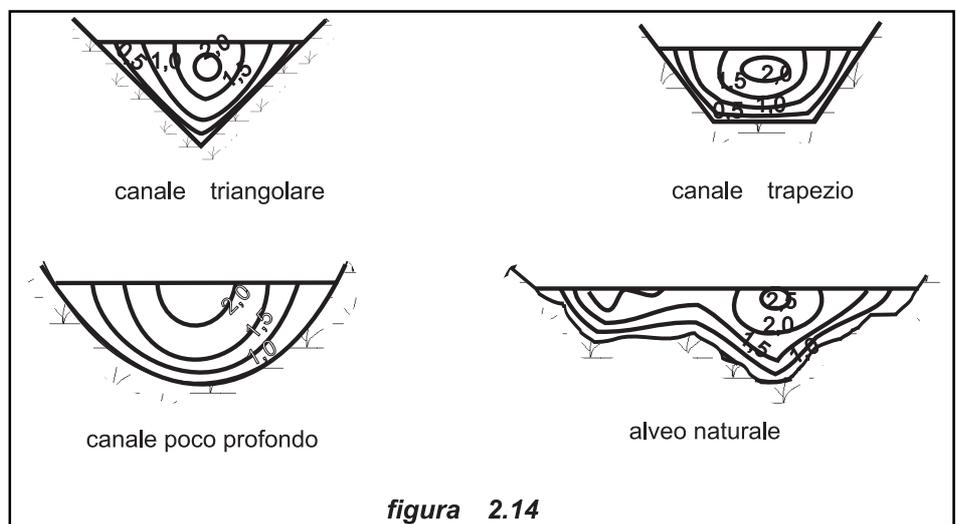
La pressione totale cui è sottoposta la condotta sarà $P = P_0 + DP$

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.

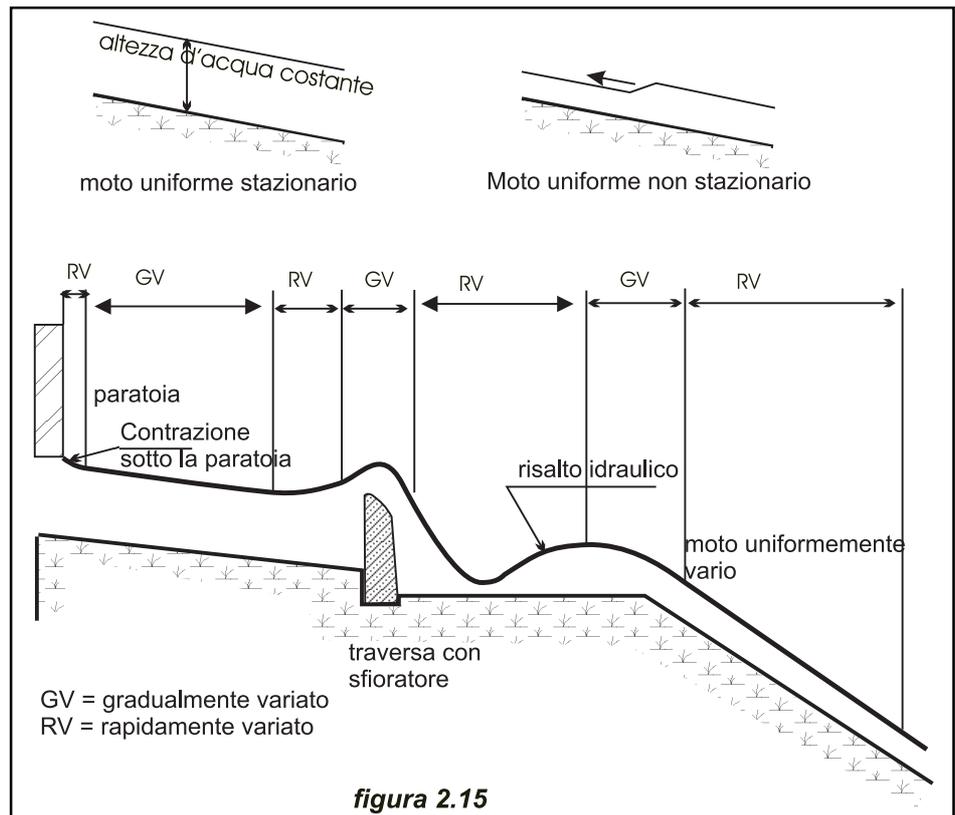
Un principio basilare della meccanica dei fluidi è che ogni particella in contatto con una parete fissa ha velocità nulla. La figura 2.14 mostra le linee isotachie in canali con diversa sezione trasversale.

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

2.3.1 Classificazione del moto nei canali a pelo libero

In base ad 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 cambia nel tempo e non stazionario quando una od entrambe le grandezze cambiano nel tempo.

In base ad 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,



vario quando le grandezze variano lungo il canale. Il moto può essere gradualmente vario se si può applicare l'approccio monodimensionale e non gradualmente vario negli altri casi. La figura 2.15 mostra diversi tipi di moto: uniforme, gradualmente vario e non gradualmente vario.

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. La 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 (v. 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 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.

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.

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/γ 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 2.16 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 2.16 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 2.16 c.

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

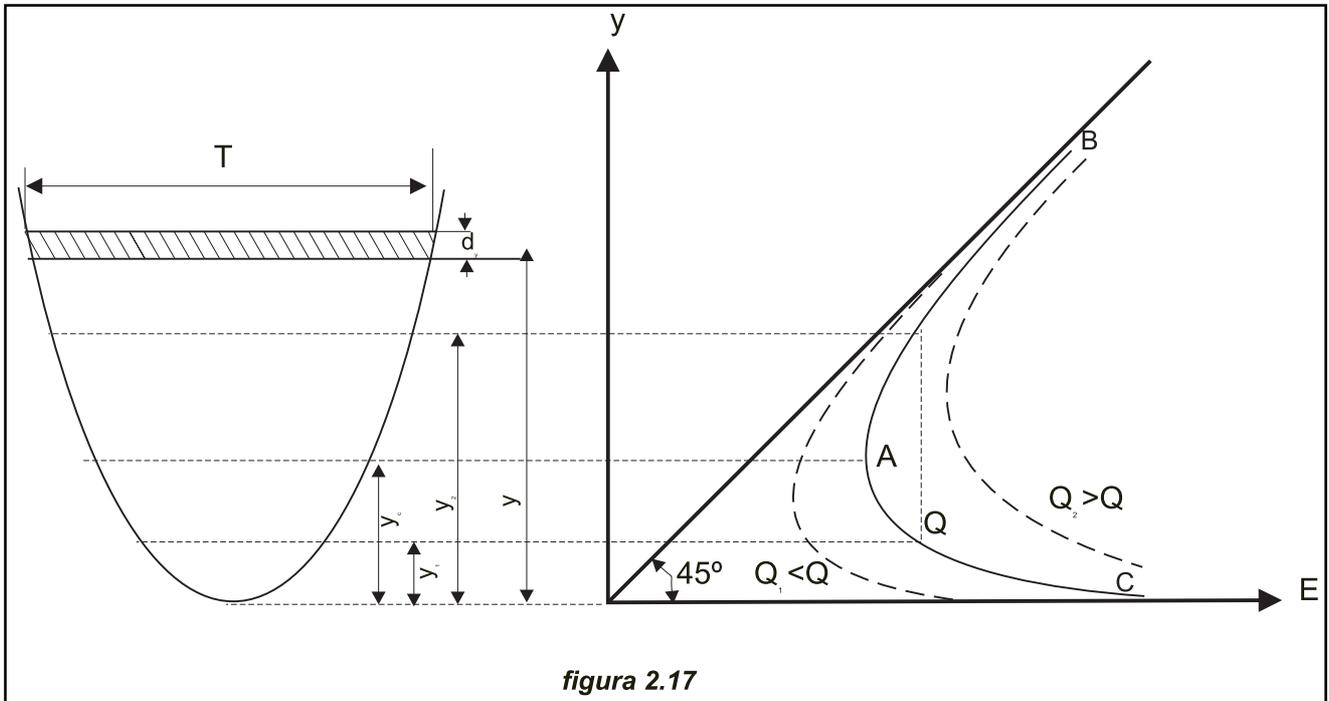
$$\frac{P}{\gamma} = y \quad (a); \quad \frac{P}{\gamma} = y - y \cdot \frac{V^2}{rg} \quad (b); \quad \frac{P}{\gamma} = y + y \cdot \frac{V^2}{rg} \quad (c) \quad (2.31)$$

dove γ è il peso specifico dell'acqua, y la profondità misurata a partire dalla super-

yv^2/gr

yv^2/gr

b)



ficie 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 α 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 2.17. 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 maggiore 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:

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

Si riconosce (vedi figura 2.17) che $dA/dy=T$ dove T è la larghezza del pelo libero nella sezione del canale.

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 nota 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 2.17 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 2.17, una famiglia di curve simili si può tracciare in una certa sezione per differenti valori della portata Q. Al crescere della portate le curve si spostano verso destra e verso sinistra quando le portate diminuiscono.

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

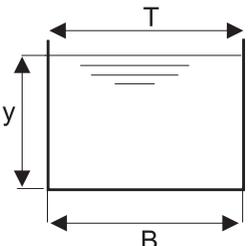
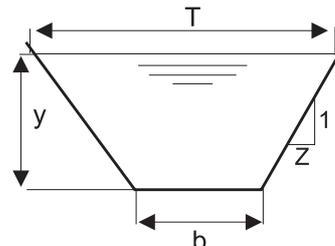
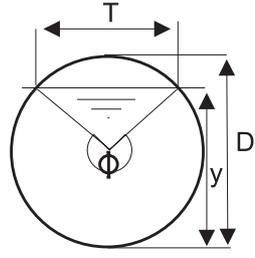
$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (2.39)$$

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

La Tabella 2.4 mostra le caratteristiche geometriche di diverse sezioni trasversali e la Tabella 2.5, ricavata da Straub (1982) riporta le formule empiriche per stimare y_c in canali non rettangolari.

Tabella 2.4 Caratteristiche geometriche di diverse sezioni trasversali			
area A	by	$(b+zy)y$	$\frac{1}{8}(\Phi - \text{sen}\Phi)D^2$
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	$\frac{by}{b+2y}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$\frac{1}{4}\left(1 - \frac{\text{sen}\Phi}{\Phi}\right)D$
altezza media $D=A/T$	y	$\frac{(b+zy)y}{b+2zy}$	$\frac{1}{8}\left(\frac{\Phi - \text{sen}\Phi}{\text{sen}\frac{\Phi}{2}}\right)D$
fattore di sezione	$by^{1.5}$	$\frac{[(b+zy)y]^{1.5}}{\sqrt{b+2zy}}$	$\frac{\sqrt{2}(\theta - \text{sen}\theta)^{1.5}}{32\sqrt{\text{sen}\frac{1}{2}\theta}} D^{2.5}$

Tabella 2.5 (Straub 1982) Altezza critica nei piu diffusi canali a pelo libero ($\Psi = \alpha Q^2/g$)

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

Esempio 2.6

Calcolare l'altezza critica in un canale trapezoidale con $b=6$ m e $z=2$ ove scorre una portata di 17 m³/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.

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

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 ad 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.

2.3.4 Software

Ci sono parecchi *software* d'ausilio alla soluzione di problemi relativi al moto a pelo libero.

Per semplicità facciamo riferimento a Flow Pro 2.0 sviluppato da Professional Software for Engineering Applications (PSA) uno "shareware" che si può trovare su Internet per averne una copia dimostrativa all'indirizzo

<http://www.prosoftapps.com>.

Il primo passo per calcolare il profilo del pelo libero è selezionare il tipo di canale. Si può far ciò cliccando col mouse il menu Channel Type e scegliendo tra Trapezoidal, Circular, Ushaped (canale a U) o Elongated circular (circolare allungato). Il nome della sezione riflette la forma ed i dati di *input* richiesti cambiano di conseguenza.

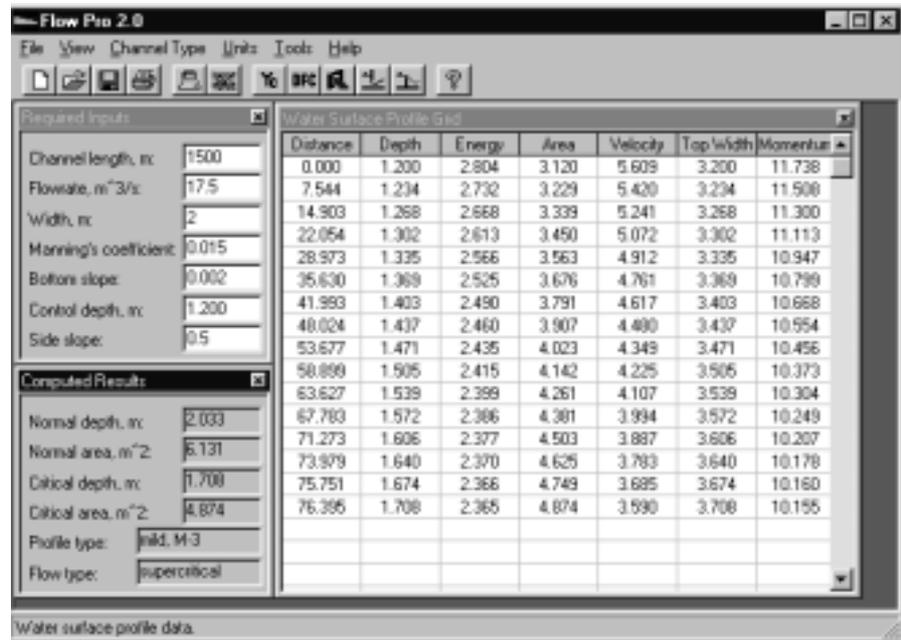


figura 2.18

Una volta che il tipo di canale è stato selezionato e tutti i dati di ingresso sono stati immessi è possibile calcolare il profilo del pelo libero ed il tipo di moto, l'altezza critica e quella di moto uniforme.

I dati in uscita sono forniti anche in forma tabulare che può essere salvata ed importata per ulteriori elaborazioni da qualsiasi foglio di calcolo.

Flow Pro classifica i tipi di moto distinguendo le correnti lente da quelle veloci. Il calcolo del profilo parte da valle per le correnti lente e da monte per quelle veloci, in forza della posizione della sezione di controllo che regola il fenomeno nei due tipi di corrente.

The screenshot shows the 'Critical Depth and Slope' dialog box. It contains the following information:

- Flow Pro will compute the critical depth and critical slope for the channel type of your choice.
- Select the channel type:
 - Trapezoidal
 - Circular
 - Ushaped
 - Elongated circular
- Flowrate, m³/s: 17.5
- Width, m: 2
- Manning's N: 0.015
- Side slope: 0.5
- Critical depth, m: [empty field]
- Critical slope: [empty field]
- Buttons: Compute, Close

figura 2.19

Nelle correnti lente la sezione di controllo è posta a valle e l'altezza limite è quella critica che si instaura su uno scarico con salto di fondo o l'altezza d'acqua ad una traversa di valle. La corrente veloce ha la sezione di controllo posta a monte come per esempio in corrispondenza di una paratoia abbassata al di sotto dell'altezza critica. Il calcolo del profilo di moto parte da zero e prosegue fino a quando non sia raggiunta l'altezza critica o quella di moto uniforme oppure la fine del canale. E' importante stabilire che tipo di moto s'instaura in modo da capire la direzione lungo la quale procede il calcolo.

Flow Pro pertanto proseguirà nel calcolo lungo il canale fino al raggiungimento dello stato critico o del moto uniforme, a meno che il canale finisca prima che si verifichi una delle due eventualità.

Le figure 2.18 e 2.19 mostrano le finestre di dialogo per profondità, portate, pendenza e scabrezza di un certo canale con i dati d'ingresso richiesti ed i risultati ottenuti.

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", ESHA Info n° 9 Estate 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 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" Mc Graw-Hill/Interamericana de Mexico, 1988
9. V.T. Chow, "Open Channel Hydraulics", McGraw-Hill Book Co., New York 1959

Altra bibliografia sui temi trattati nel capitolo:

- H.W. King y E.F. Brater, "Handbook of Hydraulic", Mc Graw-Hill Book Co., New York 1963
- R. Silvester, "Specific Energy and Force Equations in Open-Channel Flow", Water Power March 1961
- V.L. Streeter E.B. Wylie "Fluid Mechanics", McGraw-Hill Book Co., New York 1975

3. Le risorse idriche ed il loro potenziale

3.0 Introduzione

La produzione d'energia idroelettrica dipende dalla disponibilità di acqua defluente sotto un certo dislivello. L'acqua è il combustibile dell'impianto senza il quale non si ha produzione. Pertanto lo studio di qualsiasi impianto idroelettrico deve innanzitutto indagare la disponibilità di portate adeguate. Laddove il corso d'acqua è privo di stazioni di misura si ricorre all'idrologia, con lo studio del regime delle piogge e dei deflussi, le misure dei bacini imbriferi e di drenaggio, dell'evapotraspirazione e della geologia superficiale.

La figura 3.1 illustra come l'acqua, defluendo dal punto A al punto B, indipendentemente dal percorso seguito, sia esso un corso d'acqua, un canale o una condotta forzata, perda energia potenziale in accordo con l'equazione.

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

Dove P è la potenza, in kW, perduta dall'acqua, Q la portata in m³/s, H_g il salto netto in metri e γ il peso specifico dell'acqua, pari al prodotto della sua densità per l'accelerazione di gravità (γ = 9,81 kN/m³).

L'acqua può seguire l'andamento dell'alveo naturale, dissipando l'energia potenziale in attriti e turbolenza, ovvero andare da A a B in un tubo al termine del quale sia posta una turbina. In questo secondo caso l'acqua perde la stessa potenza negli attriti nel tubo, in turbolenza all'imbocco, nelle curve, nelle valvole, etc. ed infine nel 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

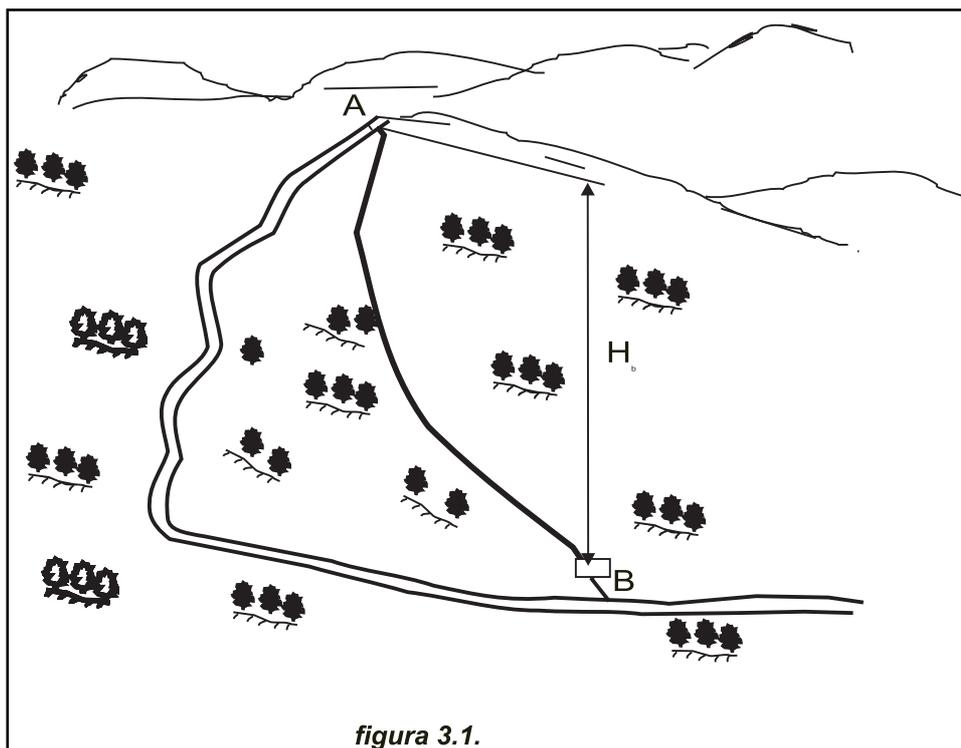


figura 3.1.

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 e saranno state raccolte le serie storiche delle portate defluenti.

Sfortunatamente è piuttosto raro che siano state condotte misure di portate regolari in un tronco di corso d'acqua interessato da una possibile utilizzazione idroelettrica. Se così è, sarà sufficiente utilizzare uno degli approcci descritti più avanti per stimare la portata media annua nel lungo periodo e la curva delle durate per l'asta in questione.

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

3.1 Registrazione dei dati idrologici

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

- Istituzioni e agenzie che si occupano di idrologia.
- Attività idrologiche di questi enti.
- Principali fiumi e laghi del mondo.
- Reti nazionali di misure idrologiche – numero delle stazioni e durata delle registrazioni.
- Banche nazionali di dati idrologici - stato della raccolta dati, elaborazione ed archiviazione.
- Banche dati internazionali attinenti all'idrologia ed alle risorse idriche.

INFOHYDRO comprende un Manuale e dati computerizzati.

Il manuale contiene informazioni generali su INFOHYDRO e la sua attività, oltre a tutte le informazioni idrologiche disponibili al momento in INFOHYDRO. Raggruppate in un unico volume vi sono poi le notizie sui vari Servizi Idrografici nazionali nel mondo e sulle loro attività di raccolta dati. Il Capitolo IV di INFOHYDRO riporta le tabelle con il numero di stazioni di misura operanti nel mondo suddivise per:

- Precipitazioni.
- Evaporazione.
- Portata.
- Idrometri (misure di livello).
- Trasporto solido e qualità dell'acqua.
- Acque sotterranee.

Il Manuale di INFOHYDRO può essere acquistato dal WMO al prezzo di 132 CHF.

Il riferimento del Manuale è "WMO n° 683/INFOHYDRO Manual" (Operational Hydrology Report n° 28).

INFOHYDRO è un *database* computerizzato che può essere fornito anche su "Floppy-disk". La richiesta deve essere indirizzata:

Al Segretario Generale

World Meteorological Organisation

41, Avenue Giuseppe Motta

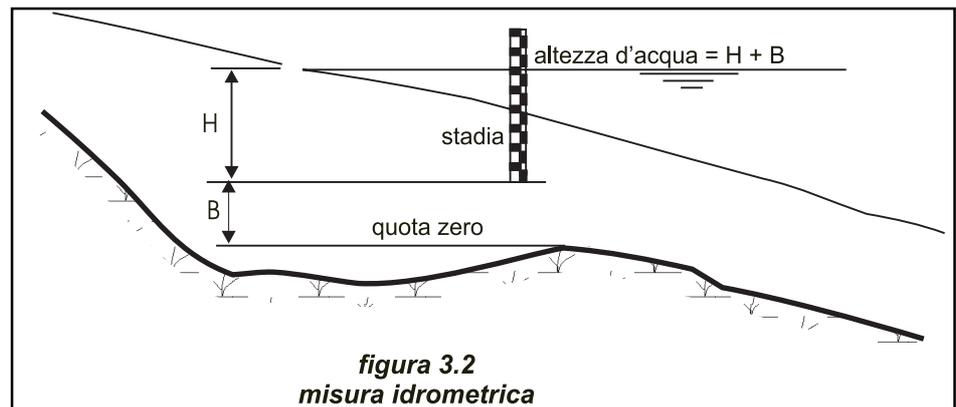
P.O. Box 2300

CH-1211 Geneva 2

Switzerland

Telefono: (+4122) 7308111

Fax: (+4122) 7342326



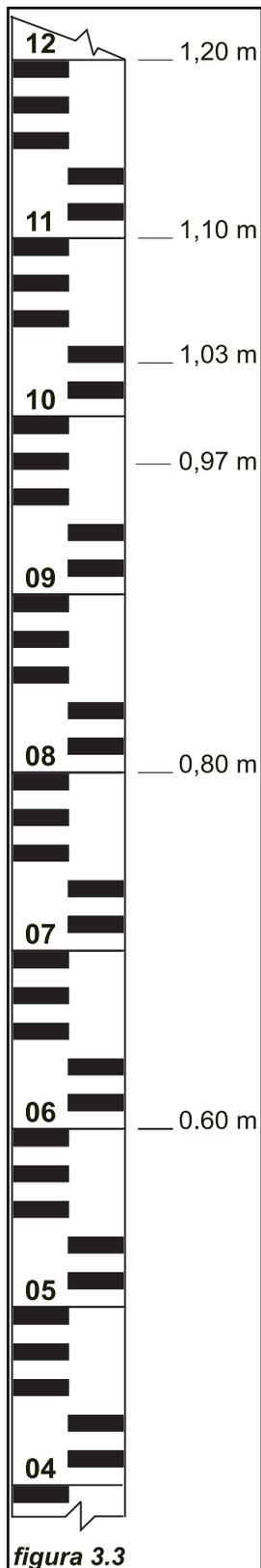
3.2 Misure dirette della portata

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.

3.2.1 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 la attraversa; è un metodo 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 (figura 3.2).

La figura 3.3 illustra un sistema di misura appropriato. Nelle stazioni di misura moderne, al posto della tabella, che richiede osservazioni regolari, è usato uno dei tanti sistemi disponibili di misura del livello mediante sensori che automaticamente registrano la quota del pelo acqua.



fotografia 3.1



Periodicamente sono eseguite, nell'arco di diversi giorni, delle misure a partire dai livelli più bassi fino ai più alti per tarare l'idrometro ed aggiornare le registrazioni.

La correlazione livelli-portate viene chiamata scala delle portate (figura 3.4) 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. E' vivamente consigliato iniziare le misure a partire dalle portate più basse e utilizzare i dati 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 maggiori, spesso impossibili da misurare con altri metodi.

La scala delle portate è del tipo:

$$Q = a (H+B)^n$$

dove: a, n = costanti

H = altezza misurata o registrata all'idrometro

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

Per calcolare B (vedi figura 3.2.2) devono essere annotati i dati corrispondenti a due portate

$$Q_1 = a (H_1+B)^n$$

$$Q_2 = a (H_2+B)^n$$

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

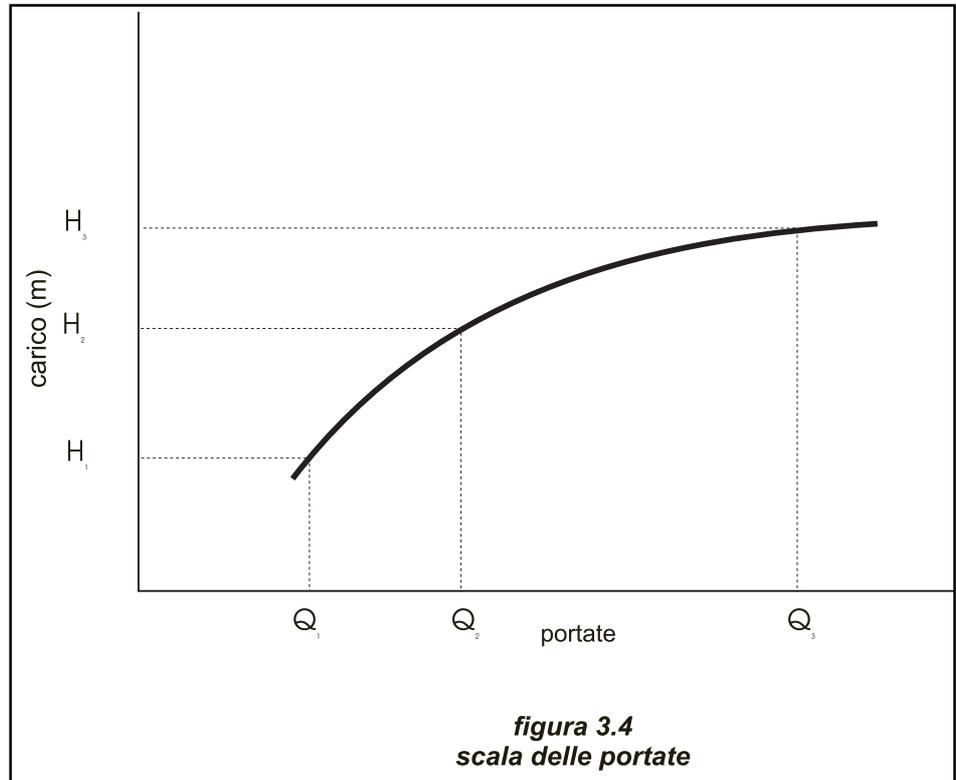
$$Q_3 = \sqrt{Q_1 \cdot Q_2} = a(H_3 + B)^n = \sqrt{a(H_1 + B)^n \cdot a(H_2 + B)^n}$$

Quindi:

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

e perciò

$$B = \frac{H_3^2 - H_1 H_2}{H_1 + H_2 - 2H_3} \tag{3.2}$$



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

3.2.1.1 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 3.5). Misurando i lati dei trapezi mediante un'asta graduata così come mostrato in figura 3.5, l'area della sezione trasversale è data da:

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

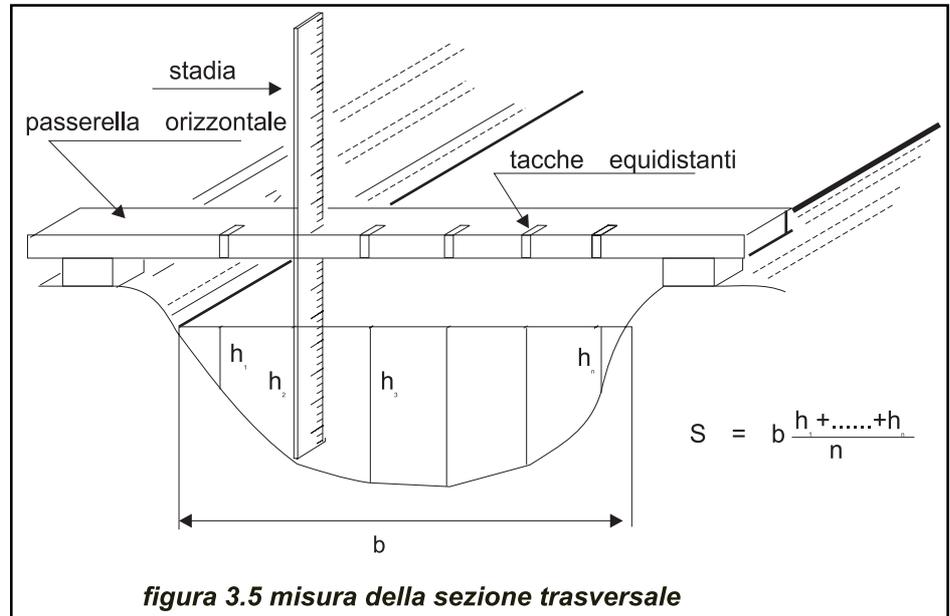
3.2.1.2 Misura della velocità

Poiché la velocità in vari punti della sezione non è costante, è necessario procedere ad 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.

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 in secondi impiegato dall'oggetto a percorrere un tratto di corso d'acqua di lunghezza L in metri. La velocità in superficie in m/s sarà il 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 in dipendenza dalla profondità dell'acqua e dalla scabrezza del fondo e dalle sponde (un valore accettabile può essere 0,75).

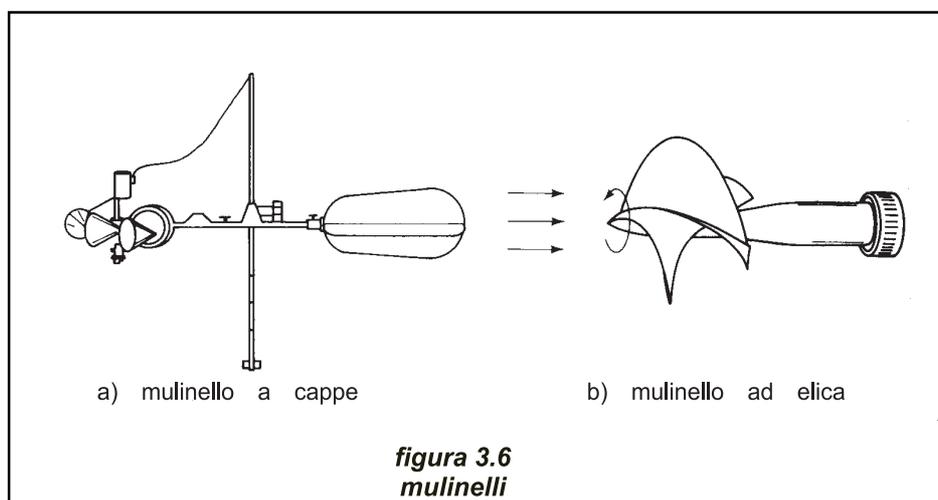
Misura con mulinello

Il mulinello è uno strumento per la misura della velocità costituito da una piccola elica che ruota attorno ad un asse orizzontale ed è mantenuta parallela alle linee di flusso per mezzo di una deriva di coda. Il mulinello è zavorrato per mantenerlo il più possibile sulla verticale in cui è posto l'osservatore. Un'altra versione dello strumento è costituita da una serie di piccole tazze coniche ad asse orizzontale montate su un asse verticale (figura 3.6).

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

Spostando il mulinello in varie posizioni preliminarmente stabilite in modo da creare una griglia con cui viene suddivisa la sezione, è possibile ricostruire l'andamento dettagliato delle velocità puntuali 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 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 ed 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 nella sezione trasversale.



Se può essere presa in considerazione l'opportunità di eseguire la misura stando su una barca, con almeno due occupanti, ed il mulinello sospeso, 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 teleferiche cui vengono sospesi i mulinelli da una cabina, dalla quale il mulinello è calato direttamente da un addetto o attraverso una serie di cavi ausiliari manovrati dalla 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 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 inclina sempre più. In queste circostanze la posizione del mulinello può essere stabilita con ragionevole accuratezza misurando l'angolo formato dal cavo. La zavorra può inoltre 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 rigida montata sulla barca che richiede una piattaforma stabile o una conformazione sul tipo dei catamarani. Le vibrazioni e la curvatura delle aste sono fenomeni comuni nei fiumi profondi a meno che i diametri siano superiori a 500 mm, nel qual caso l'intero apparato di misura diviene molto pesante ed 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 ad 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. E' particolarmente utile per velocità molto basse dove i modelli a elica danno risultati inaffidabili.

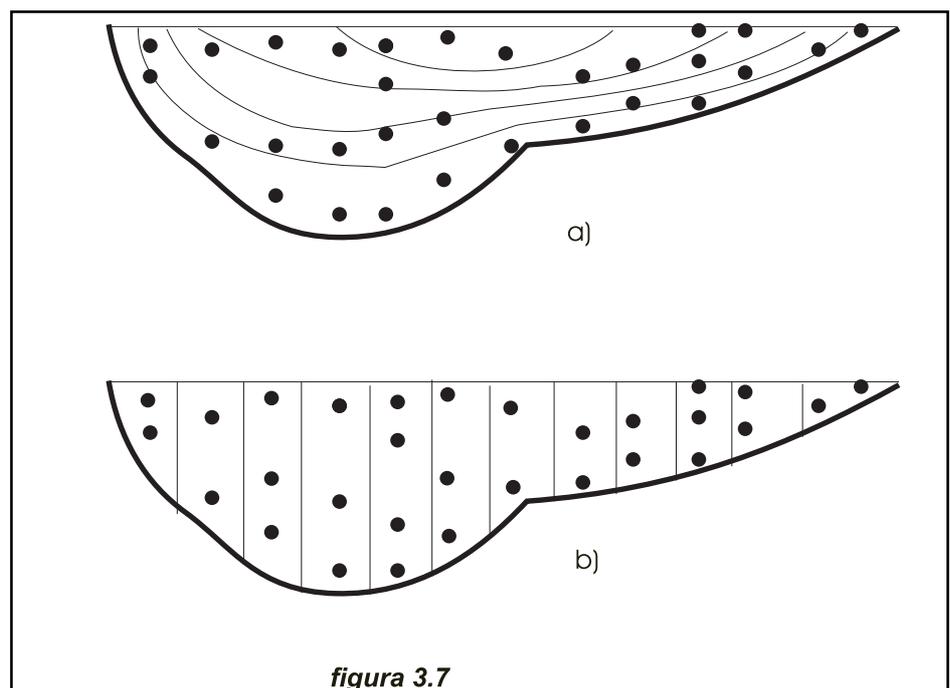
La sua sensibilità e la bassa vulnerabilità allo sporco dovuto a vegetazione e a materiale in sospensione lo rende particolarmente adatto per misure in corsi d'acqua molto inquinati o con notevole vegetazione.

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

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

La portata in una certa sezione trasversale si ottiene correttamente tracciando in una scala verticale molto grande i valori puntuali delle velocità registrate. Possono venire quindi tracciate le curve isotachie e misurata l'area compresa tra ogni isotachia. Una sezione tipica è riportata in figura 3.7.a. In alternativa il fiume può essere suddiviso da rette verticali e si può calcolare la velocità media di ciascuna area compresa tra ogni verticale ed effettuare infine la media pesata delle singole velocità; questa seconda situazione è illustrata in figura 3.7.b. In questo secondo caso l'area relativa a ciascuna verticale non deve essere superiore al 10% dell'area totale della sezione.

Si dovrebbe comunque sempre fare un controllo con il metodo della pendenza della linea dell'energia descritto al paragrafo 3.2.4, 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 estrapolare la curva delle durate.



L'ISO ha pubblicato molte norme al fine di rendere uniformi i risultati ottenuti con le varie tecniche di misura con mulinelli.

3.2.2 Misura diretta delle portate per diluizione di un soluto nella corrente

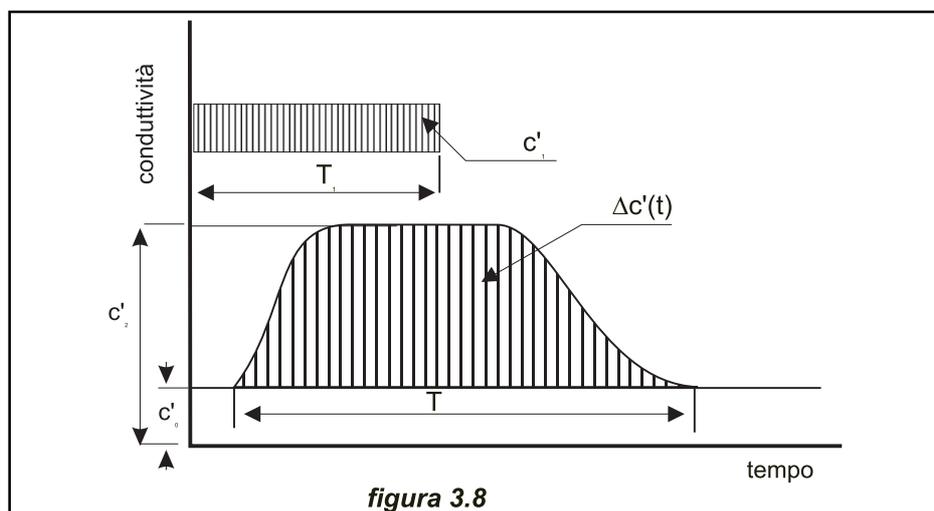
Le misure per diluizione sono particolarmente adatte per piccoli corsi d'acqua dove la forte turbolenza, la modesta profondità ed entità della corrente rendono la misura con i mulinelli non appropriata e tale da richiedere strutture per la misura sproporzionatamente costose.

Il metodo è basato sull'iniezione di un composto solubile in acqua nella corrente e nel campionamento dell'acqua ad 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 di 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 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 entrambe 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. L'analisi dei campioni è fatta mediante un colorimento 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^{8,9}.

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 3.8. 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 ad un grande volume V^* d'acqua della corrente e si misura la differenza di conduttività Δc^* , si ottiene il valore della portata del corso d'acqua dalla relazione:

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

dove:

V = volume totale immesso nella corrente

T_2 = durata dell'onda salina (s)

v = volume della soluzione concentrata aggiunta

V^* = volume della corrente

Δc^* = variazione della conduttività (ohm^{-1}) conseguente alla diluizione di v in V^*

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

3.2.3 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.

Essa è costituita da un piccolo sbarramento posto trasversalmente alla corrente da misurare e dotato di uno stramazzo 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 sola 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 ad una certa distanza dallo stramazzo (almeno quattro volte la profondità dell'acqua sul punto più basso dello stramazzo), mantenendolo libero da sedimenti. E' necessario inoltre che le pareti dello stramazzo siano sottili per favorirne il distacco della vena liquida.

Si possono usare diversi tipi di stramazzi – rettangolari, triangolari 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 in legno, secondo le misure di figura 3.9.

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, solitamente caratterizzata da contrazione laterale o da salti di fondo.

Nella maggior parte dei casi di sviluppo di iniziative idroelettriche, tutte le strutture sopra descritte sono troppo costose e i dati di portata adeguati si possono ottenere

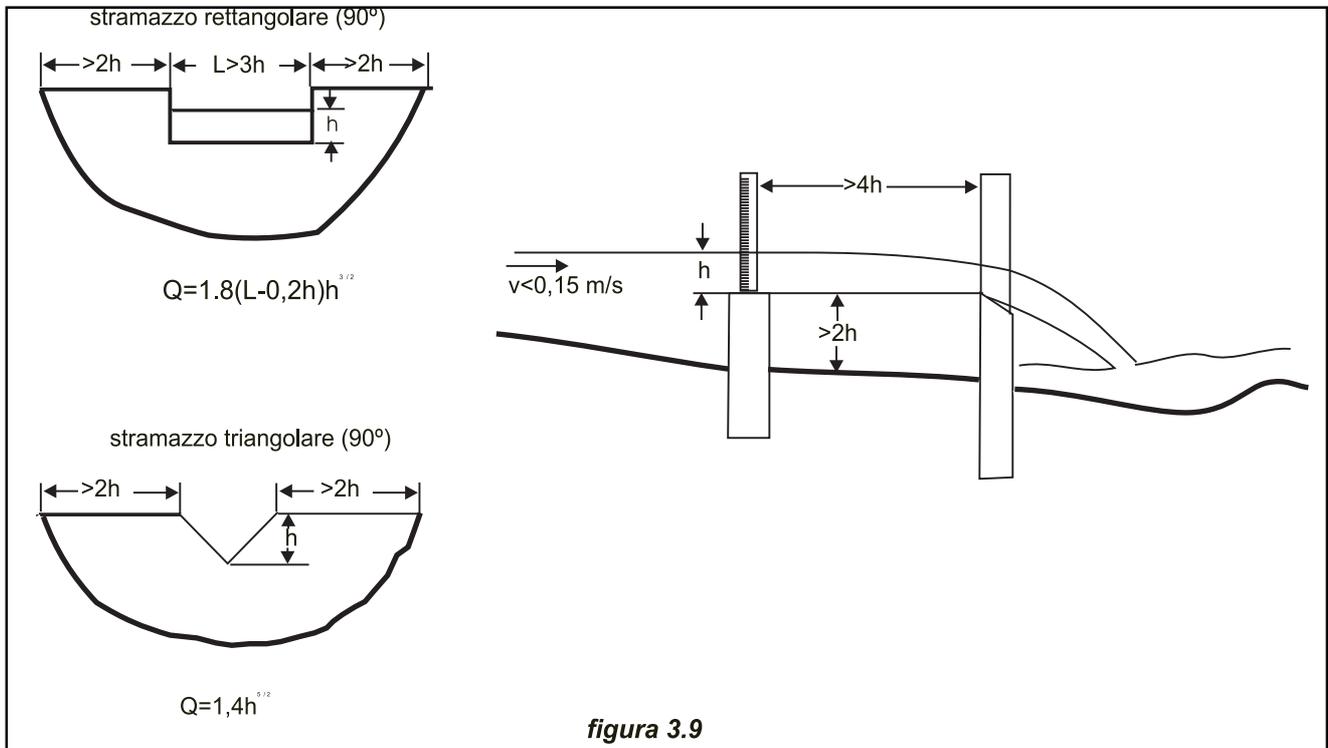


figura 3.9

con metodi più semplici. Indicazioni e formule appropriate si possono rinvenire in letteratura ^{10, 11, 12, 13, 14, 15}.

3.2.4 Metodo Pendenza-Area

Questo metodo è basato sui principi dell'idraulica 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:

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

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 estrapolata 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 alla 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

3.3 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.

3.3.1 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 di idrogramma (vedi figura 3.10).

3.3.2 Curva delle durate

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 ad 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 m ³ /s o superiori	41	11,23
Portate di 7,0 m ³ /s o superiori	54	14,40
Portate di 6,5 m ³ /s o superiori	61	16,80
Portate di 5,5 m ³ /s o superiori	80	21,80
Portate di 5,0 m ³ /s o superiori	96	24,66
Portate di 4,0 m ³ /s o superiori	100	27,50
Portate di 3,0 m ³ /s o superiori	142	39,00
Portate di 2,0 m ³ /s o superiori	183	50,00
Portate di 1,5 m ³ /s o superiori	215	58,40
Portate di 1,0 m ³ /s o superiori	256	70,00
Portate di 0,35 m ³ /s o superiori	365	100,00

è allora possibile tracciare un grafico come quello di figura 3.11 dove le ordinate della figura 3.10 sono classificate in senso decrescente anziché cronologicamente. Attualmente le misure di portata sono computerizzate e pertanto la maniera più facile

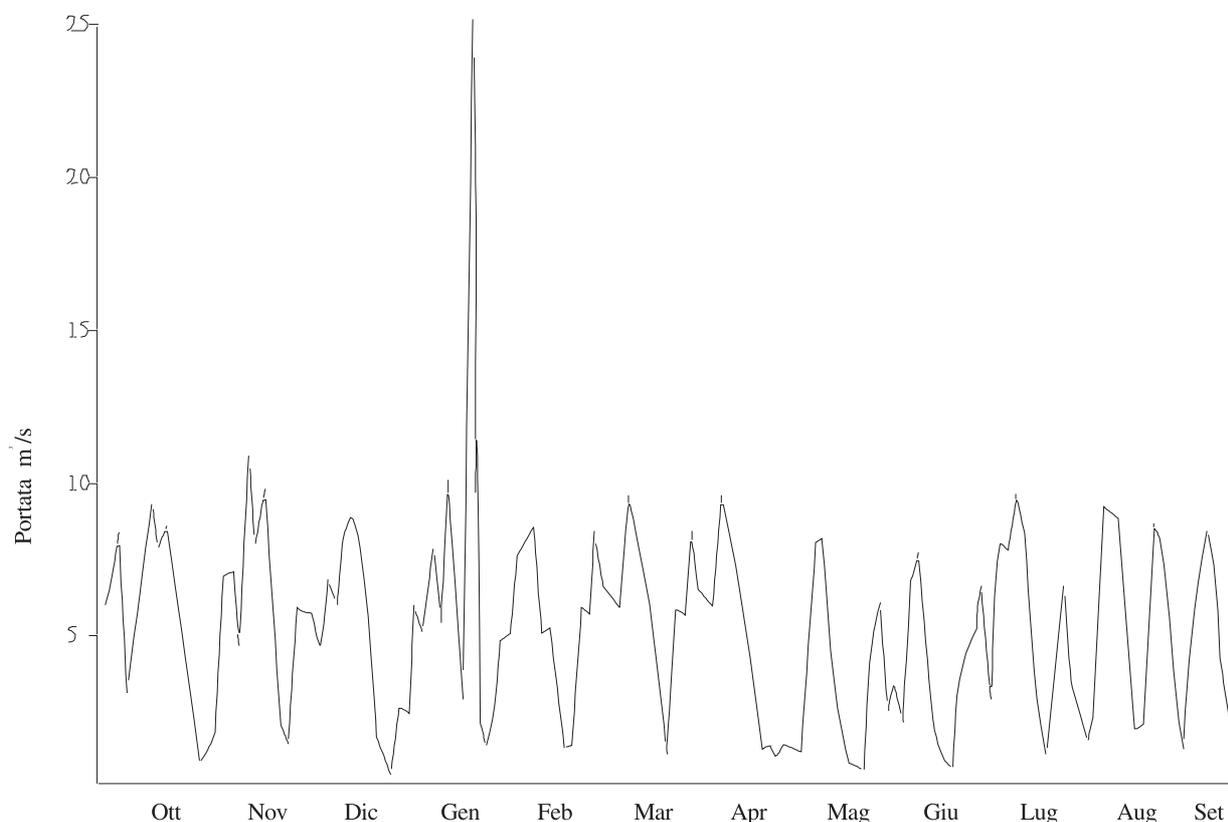


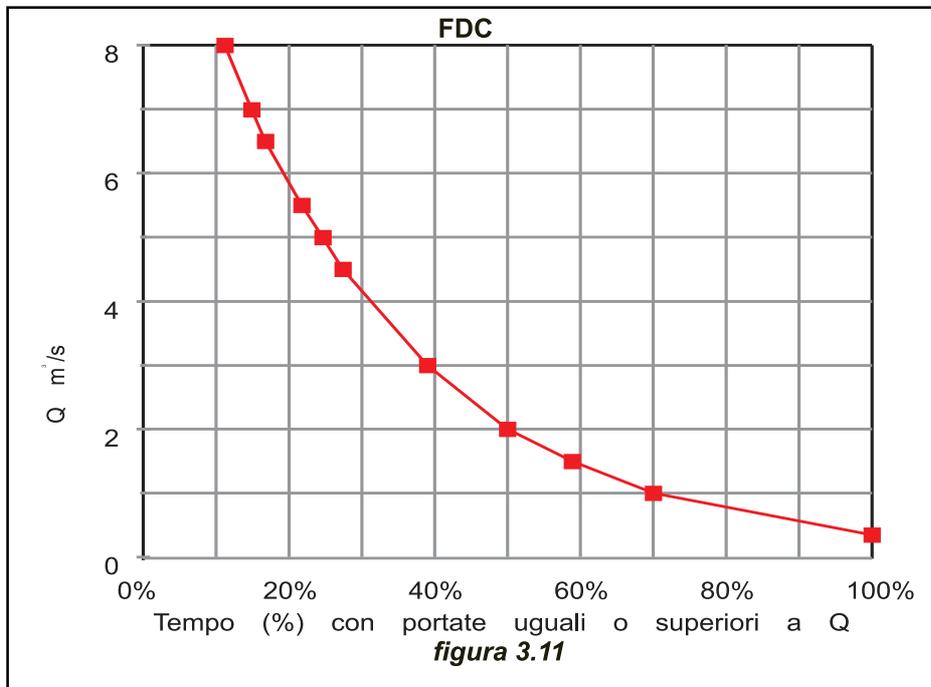
figura 3.10

per ottenere una FDC è di 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 3.11.

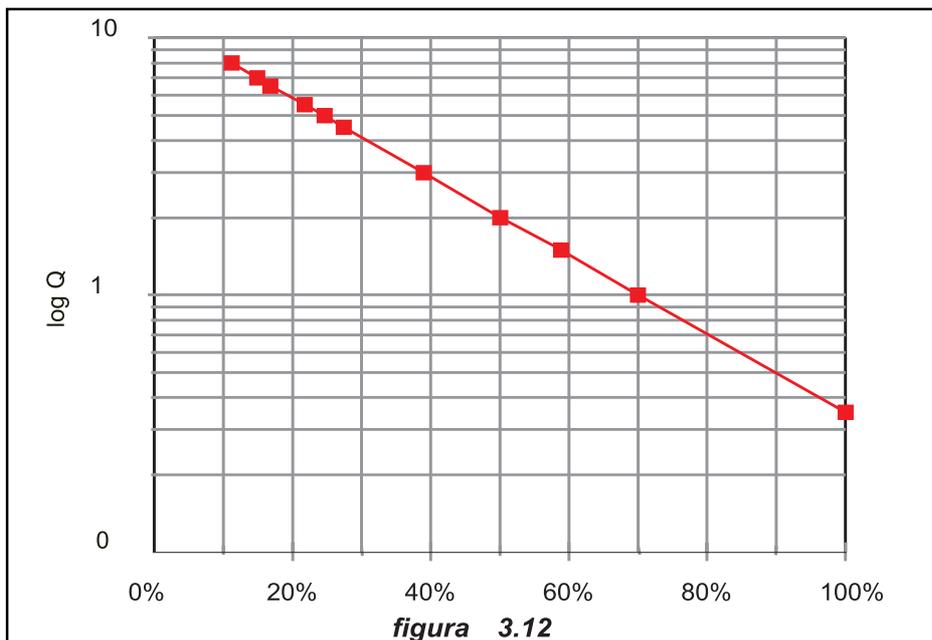
In molti fiumi il rapporto tra portate massime e minime può essere di due o più ordini di grandezza: in questi casi è spesso più conveniente tracciare le FDC con l'ordinata (Q) in scala logaritmica e l'ascissa riportante la probabilità di superamento in scala normalizzata. In questo grafico, se i logaritmi delle portate seguono una distribuzione normale, le FDC sono rappresentate da rette. La figura 3.12 rappresenta la figura 3.11 con l'asse verticale delle portate in scala logaritmica.

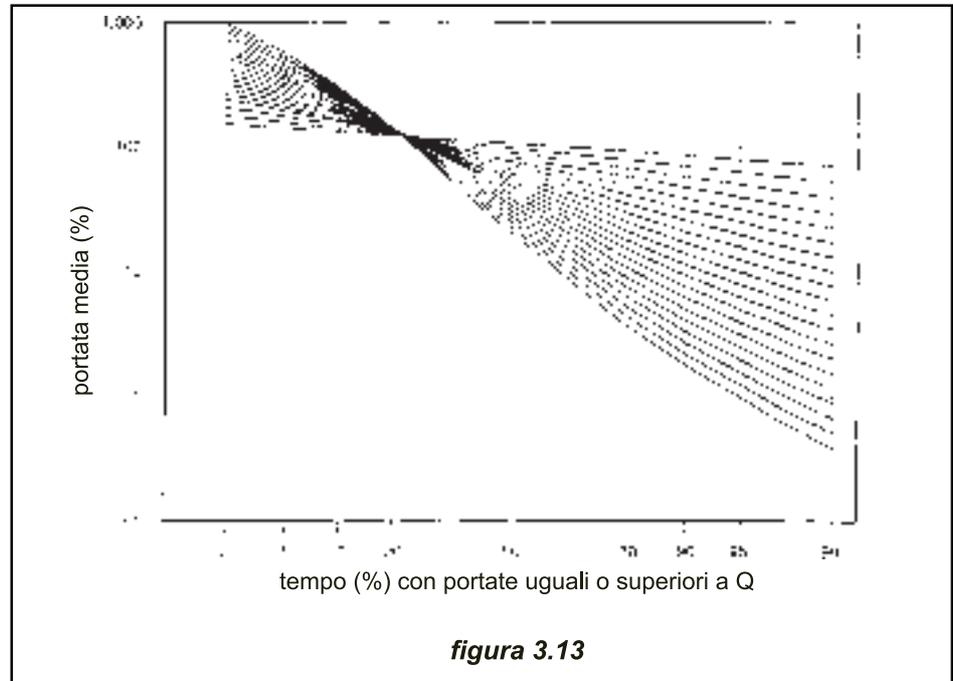
3.3.3 Curva delle durate standardizzate

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 bacino imbrifero afferente e poi per media pesata della precipitazioni annue cadute nel bacino. Le portate risultanti, espresse in m^3/s o l/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 3.13 riporta, in scala doppio logaritmica, 20 curve delle durate corrispondenti a bacini imbriferi con differenti caratteristiche geomorfologiche.



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 laddove sia disponibile un numero sufficiente di registrazioni per corsi d'acqua limitrofi di caratteristiche topografiche e climatiche simili.





3.3.4 Valutazione delle portate in siti non monitorati

Quando in un certo sito non sono disponibili misure di portata, è necessario procedere per via indiretta. Solitamente sono disponibili tramite istituzioni nazionali i dati medi annui di precipitazione, ma spesso solo su scala piuttosto grande. È 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 giungere ad 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 sul lungo periodo del bacino 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 per il bacino di SAAR e di evaporazione potenziale si ricavano dalle carte disponibili per le piogge e dall'evaporazione potenziale (PE). L'evaporazione effettiva viene dedotta da quella potenziale mediante un fattore di scale "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:

$$r = 0,00061 \times \text{SAAR} + 0,475 \quad \text{per SAAR} < 850 \text{ mm}$$

$$r = 1,0 \quad \text{per SAAR} > 850 \text{ mm}$$

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

L'altezza media annua di deflusso (AARD Annual Average Runoff Depth in millimetri) su un bacino imbrifero (AREA in km^2) può essere trasformato in portata media in m^3/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 m^3/s , Deflusso in mm e AREA in 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, quale 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 di infiltrazione sarà alta.

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 a 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 3.13 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 stata 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 Q_A e Q_B in corsi d'acqua con bacini imbriferi rispettivamente S_A e S_B sono legati dalla semplice relazione:

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

3.3.5 Atlante Europeo delle Risorse Idroelettriche Minori

Sebbene l'utilizzo della metodologia sopra descritta comporti un lavoro piuttosto lungo, tuttavia il regime della portata in un sito, sintetizzato dalla curva delle durate, si può stimare agevolmente. The Institute of Hydrology del Regno Unito, allo scopo di aiutare autorità locali, pianificatori delle risorse idriche ed investitori potenziali a valutare l'opportunità di realizzare piccoli impianti idroelettrici in qualsiasi luogo dell'Unione Europea, ha sviluppato l'Atlante Europeo del Potenziale Idroelettrico Minore (ATLAS). Esso è stato redatto per conto dell'ESHA (European Small Hydropower Association) con il supporto finanziario della UE, DG XVII nell'ambito del programma ALTENER.

L'Atlante, che si presenta sotto forma di software in ambiente Microsoft Windows™, comprende alcuni metodi per derivare le curve delle durate in siti non monitorati e le più comuni procedure ingegneristiche per stimare, sulla base delle curve, il potenziale idroelettrico di un sito utilizzando i più diffusi tipi di turbine.

Dall'Atlante la stima del potenziale idroelettrico procede secondo i passi seguenti:

1. Valutazione delle caratteristiche del bacino sotteso dall'impianto, tra cui la superficie del bacino, la pioggia media, l'evaporazione potenziale media e l'andamento su base statistica delle portate di magra.
2. Valutazione del regime delle portate nel bacino, basato sulle caratteristiche sopra descritte e sintetizzato nella curva delle durate.
3. Valutazione basata sulla curva delle durate del potenziale idroelettrico per diversi tipi di turbine idonee alle caratteristiche idrauliche ed idrologiche.

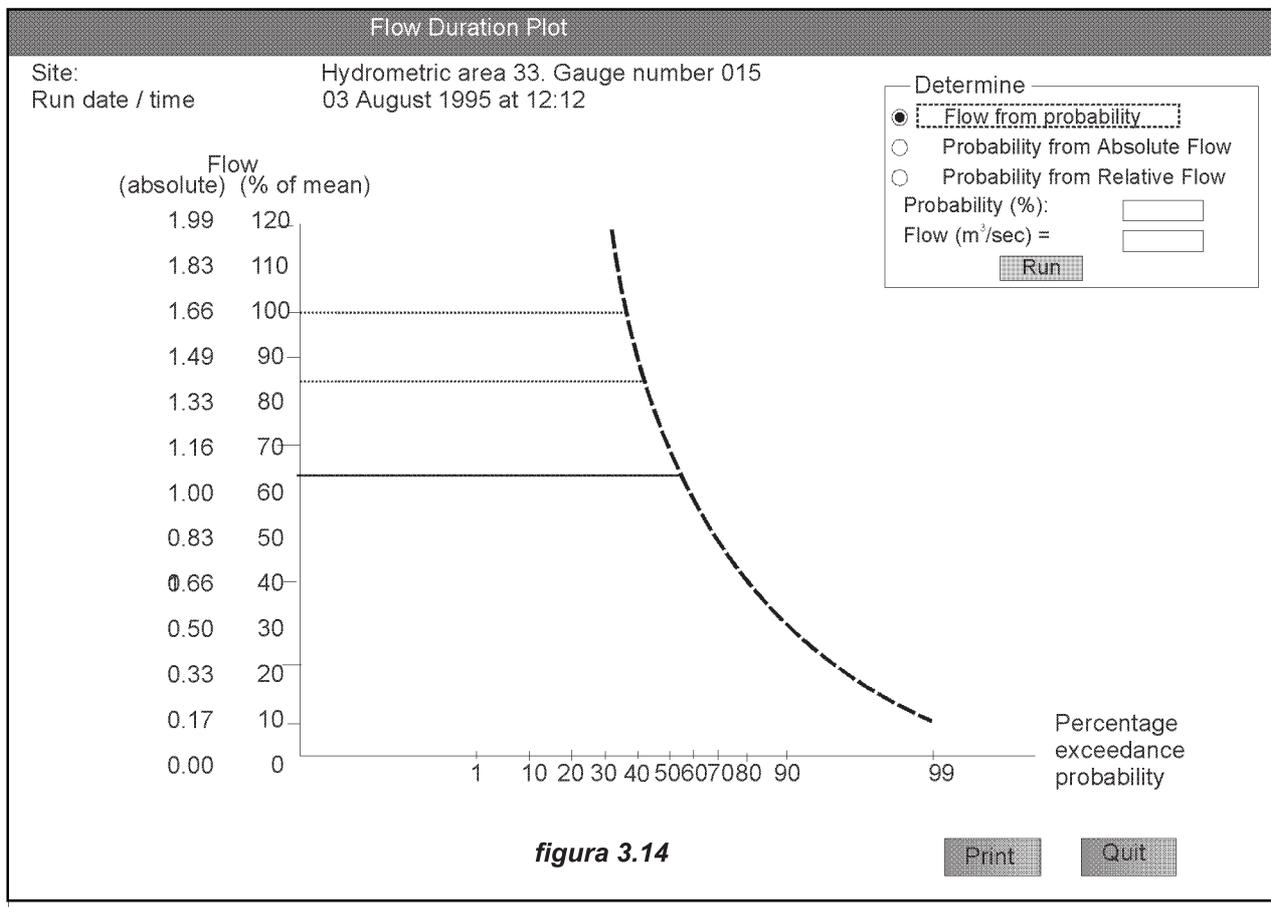
Per giungere alla stima del potenziale idroelettrico l'utente di ATLAS deve definire i limiti del bacino.

Il programma procede poi alla stima delle caratteristiche del bacino:

1. Calcolando la superficie del bacino.
2. Sovrapponendo i limiti del bacino su carte tematiche delle caratteristiche dei bacini per stimare i valori medi delle piogge annue, dell'evaporazione potenziale e l'estensione nel bacino dei vari tipi di suolo.
3. Stimando la portata mediante un modello basato sul bilancio idrologico del bacino che utilizza i parametri determinati in precedenza.
4. Calcolando un andamento standardizzato su base statistica delle portate di magra ricavate utilizzando opportune relazioni tra portate e caratteristiche del suolo.

Il software, ad ogni passo del processo di stima può fornire i risultati sotto forma grafica o tabellare. La figura 3.14 mostra le curve delle durate di un sito nel Regno Unito. La casella in alto a destra è utilizzata per ottenere la probabilità di superamento per una portata assoluta o relativa, così come la portata corrispondente ad una certa probabilità di superamento.

La curva delle durate, insieme ai valori di salto e di portata d'impianto definiti dall'utente, serve per calcolare la potenza e l'energia producibile dell'impianto. La figura 3.15 mostra una tabella che riporta, chiaramente indicati, l'energia media lorda e netta e la potenza installata per vari tipi di turbina.



Il programma è di semplice utilizzo e fornisce risultati molto interessanti. Esso è suddiviso in moduli che consentono la modifica dei dati d'ingresso provenienti dai moduli precedenti.

3.3.6 Curve delle durate per mesi particolari o per altri periodi

È sempre importante sapere quando nel corso dell'anno ci sarà acqua disponibile per produrre energia. In particolare, quando si debbano fare le valutazioni economiche per quegli impianti inseriti in reti, dove le tariffe pagate dai gestori ai produttori indipendenti variano con le stagioni dell'anno e con le ore del giorno.

Le curve delle durate possono essere ricavate per particolari periodi di tempo come 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.

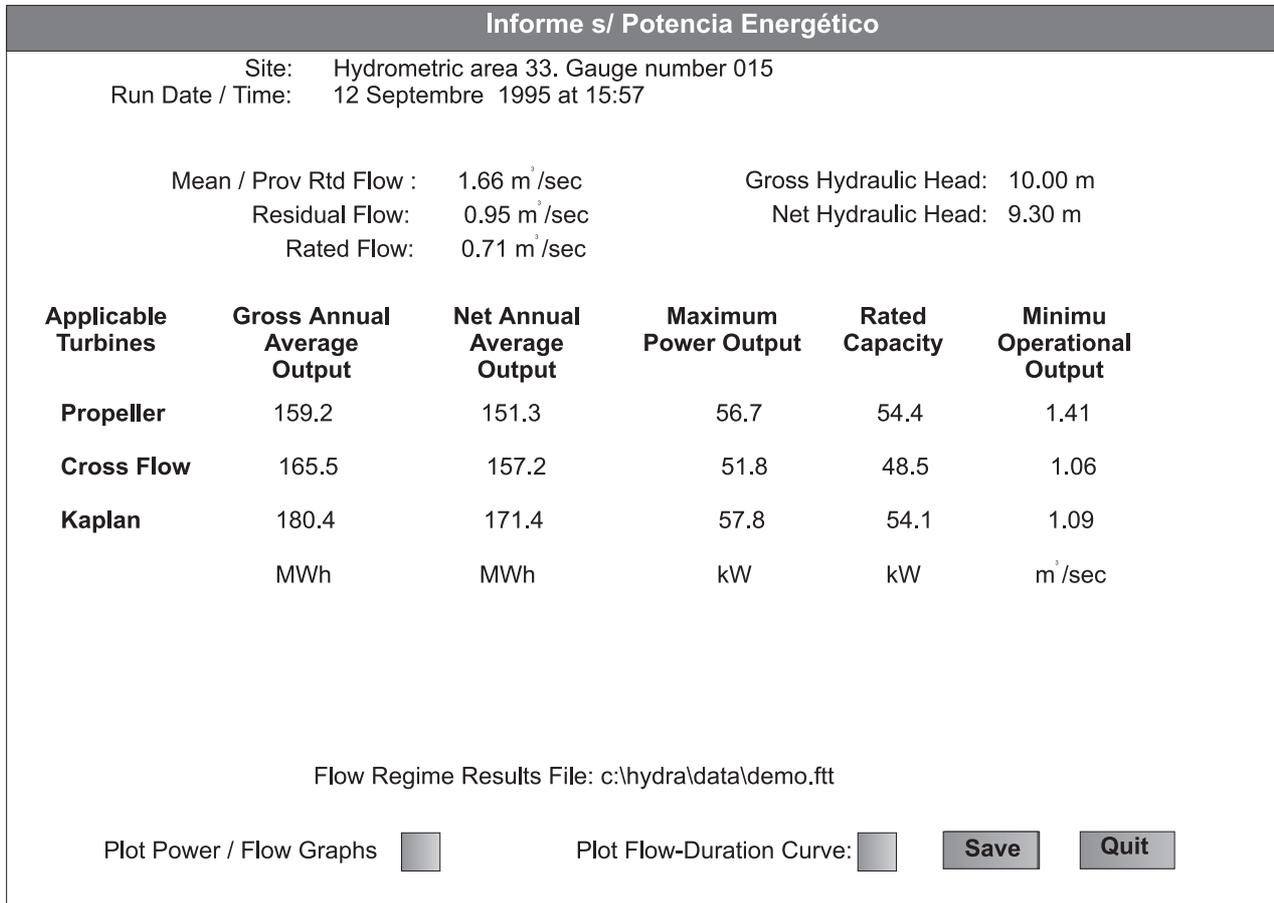


figura 3.15

3.4 Pressione dell'acqua o "salto"

3.4.1 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 altresì i metodi da utilizzarsi.

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 di

immagazzinare dati di circa 2.400 punti. Sono effettuati rilievi mediante il metodo GPS (Global Positioning System) ed un ricevitore GPS portatile è l'ideale per la redazione di carte di prima approssimazione o per la georeferenziazione.

3.4.2 Stima del salto netto

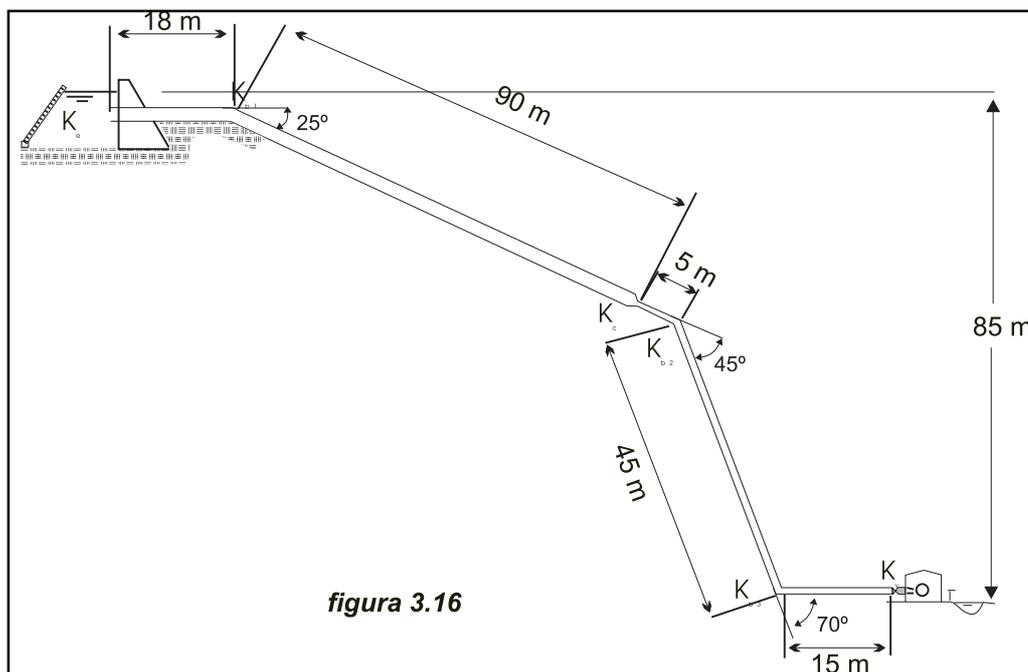
Una volta stabilito il salto lordo disponibile, è necessario tener conto delle perdite di carico generate da griglie, attrito nei tubi, curve e valvole. Oltre a ciò certi tipi di turbine devono essere disposte in modo da scaricare alla pressione atmosferica sopra il massimo livello di piena a valle della 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 3.16 mostra il profilo schematico di una condotta in un piccolo impianto idroelettrico. La portata nominale è di 3 m³/s ed il salto lordo 85 m. La condotta ha diametro 1,1 m nel primo tratto e 0,90 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° sull'orizzontale e costituita da barre piatte in acciaio inox di spessore 12 mm e interspazio 70 mm. Stimare le perdite di carico totali.

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:

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



dove S è l'area della griglia in m², t lo spessore delle barre (mm), b la distanza tra le barre (mm), Q la portata (m³/s), V₀ la velocità dell'acqua all'ingresso della griglia, α l'angolo formato dalla griglia con l'orizzontale e K₁ un coefficiente che per sgrigliatori automatici è pari a 0,80. Assumendo V₀=1 m/s si ottiene S=5,07 m². Per ragioni pratiche si sceglie una griglia con S=6 m² cui corrisponde V₀=0,85 che è un valore accettabile.

Le perdite di carico, 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 3,16 m/s.

L'imbocco del tubo non è raccordato ed ha un coefficiente K_e=0,8 (vedi figura 2.11).

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

$$\frac{h_F}{108} = \frac{10,29 \times 0,012^2 \times 3^2}{1,1^{5,333}} = 0,008 \text{ m/m}$$

Il coefficiente di perdita nella prima curva è K_b=0,8 (la metà di quello corrispondente ad una curva a 90°); 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° produce una perdita per contrazione h_c=0,02 m (relativa ad un rapporto tra i diametri di 0,8 ed ad una velocità nel tubo più piccolo di 4,725 m/s). Le perdite per attrito nel secondo tratto di condotta si calcolano analogamente al primo tratto e ammontano a 0,0234 m/m (velocità 4,72 m/s).

Il coefficiente di perdita nella valvola a saracinesca è K_v=0,15.

Pertanto le perdite totali distribuite nel tubo sono globalmente:

$$DH = 0,008 \times 108 + 0,0234 \times 65 = 2,385 \text{ m}$$

Le perdite localizzate sono invece:

Nella griglia		0,007	m
All'imbocco del tubo	0,8 × 0,508	0,406	m
Nella prima curva	0,085 × 0,508	0,043	m
Nella seconda curva	0,12 × 1,135	0,136	m
Nella terza curva	0,14 × 1,135	0,159	m
Al cambio di diametro	0,02 × 1,135	0,023	m
Nella valvola a saracinesca	0,15 × 1,135	0,17	m

Le perdite di carico totali sono quindi pari a 2,385 m per perdite distribuite e 1,375 m per perdite localizzate.

Il salto netto è pertanto 85,0 - 2,385 - 1,375 = 81,24 m

Le perdite rappresentano il 4,42% del salto lordo che è un valore ragionevole.

Migliorando l'imbocco del tubo il coefficiente cala da 0,8 a 0,004 e la perdita localizzata diminuisce di oltre 39 cm.

3.5 Deflusso minimo vitale

Una derivazione incontrollata da un corso d'acqua per produrre energia attraverso una turbina, anche se l'acqua fosse restituita in alveo vicino alla presa, farebbe sì che alcune parti del fiume verrebbero lasciate pressoché asciutte causando seri danni alla vita acquatica.

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.

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

D'altra parte la mancanza d'acqua può pregiudicare la vita dell'ambiente acquatico. 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 fornisce un mezzo per selezionare la portata di progetto corretta e per tenere conto del DMV e della portata minima compatibile con il funzionamento della turbina, oltre che consentire la stima della potenza e dell'energia producibile dall'impianto.

La figura 3.17 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. La turbina più idonea è quella entro il campo d'esercizio della quale ricadono la portata e il salto di progetto (figura 3.18). La figura 3.17 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

η_t = rendimento della turbina, funzione di Q_m

- η_g = rendimento del generatore
- η_m = rendimento dell'eventuale moltiplicatore di giri
- η_{tr} = rendimento del trasformatore
- h = numero di ore per durante le quali si verifica la portata Q_m

L'Atlante Europeo del potenziale idroelettrico minore include un modulo per calcolare sia la potenza installata sia la producibilità annua per ogni tipo di turbina e per preparare un rapporto completo dei risultati.

Si può anche stimare potenza e producibilità mediante calcoli manuali, semplicemente calcolando l'area sottesa dalla curva delle durate; è un lavoro noioso che può essere abbreviato con l'aiuto del software dell'Atlante.

Il programma di calcolo utilizza una specifica procedura per calcolare l'energia. Esso divide 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 h_t nella corrispondente curva dei rendimenti; il contributo energetico dato dalla singola striscia viene calcolato con la relazione:

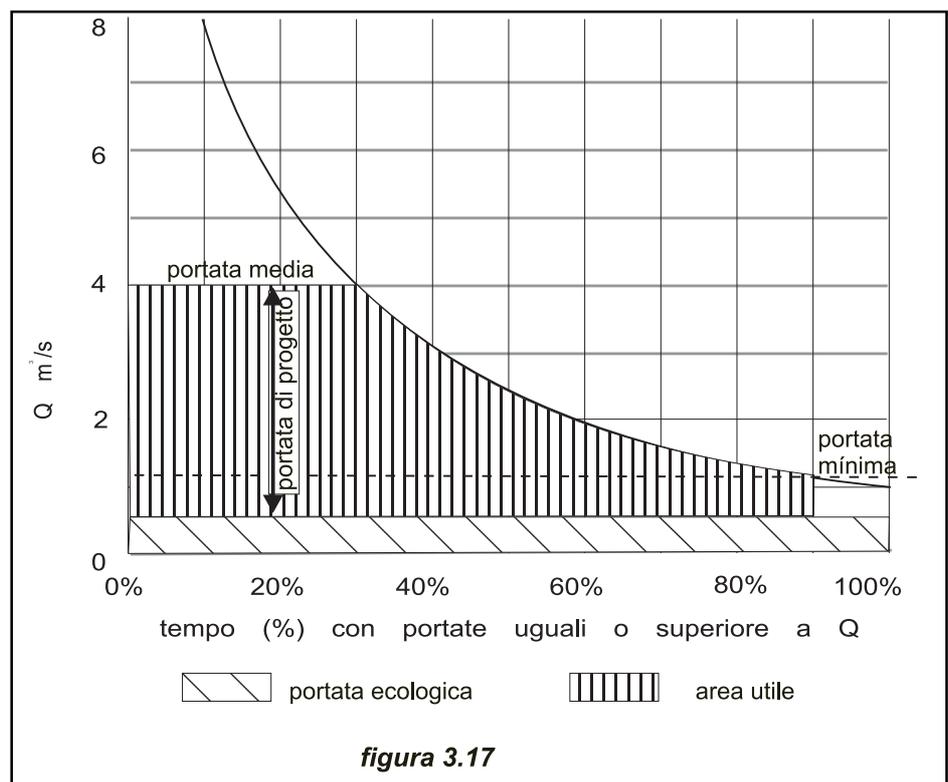
$$DE = W \cdot Q_m \cdot H \cdot \eta_t \cdot \eta_g \cdot \eta_m \cdot \eta_{tr} \cdot \gamma \cdot h$$

dove:

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

h = numero di ore annue

γ = peso specifico dell'acqua (9,81 kN/m³)



L'energia lorda media è quindi la somma del contributo energetico d'ogni striscia. La potenza erogata dalla turbina sarà poi data dal prodotto della portata di progetto (m^3/s), del salto netto (m) e del rendimento idraulico (%) e del peso specifico dell'acqua (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	20
Cross Flow	15
Pelton	10
Turgo	10
Elica	65

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

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 sia alla presa sia alla restituzione aumenta anch'esso ma in proporzioni differenti, di modo 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:

$$Q_1 = Q_d \cdot \sqrt{\frac{H_1}{H_d}} \quad (3.7)$$

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; dipende dalla forma dello sfioratore e si può reperire in qualsiasi manuale di idraulica.

L = lunghezza dello sfioratore;

H = altezza d'acqua sopra la cresta dello sfioratore

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

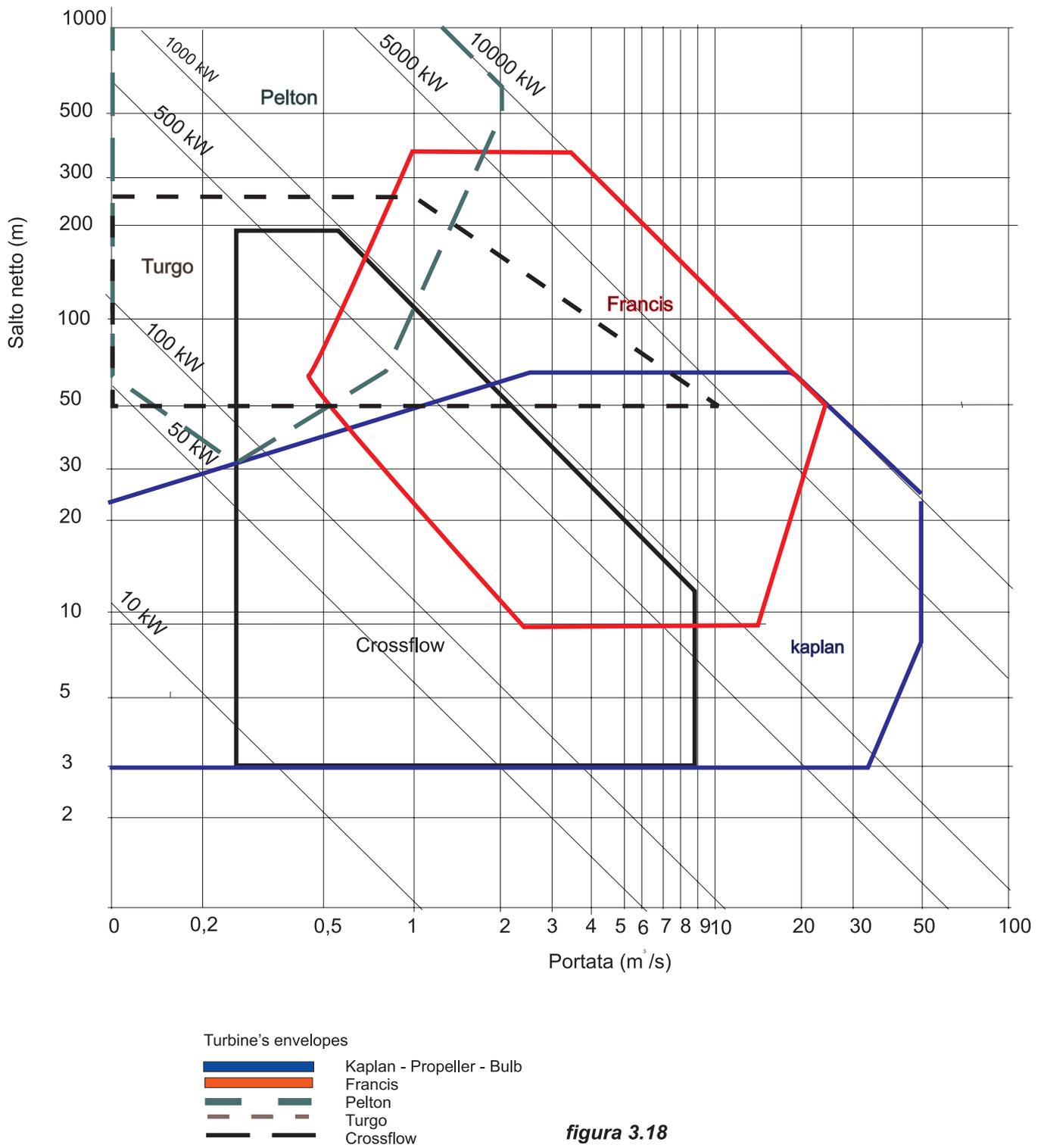


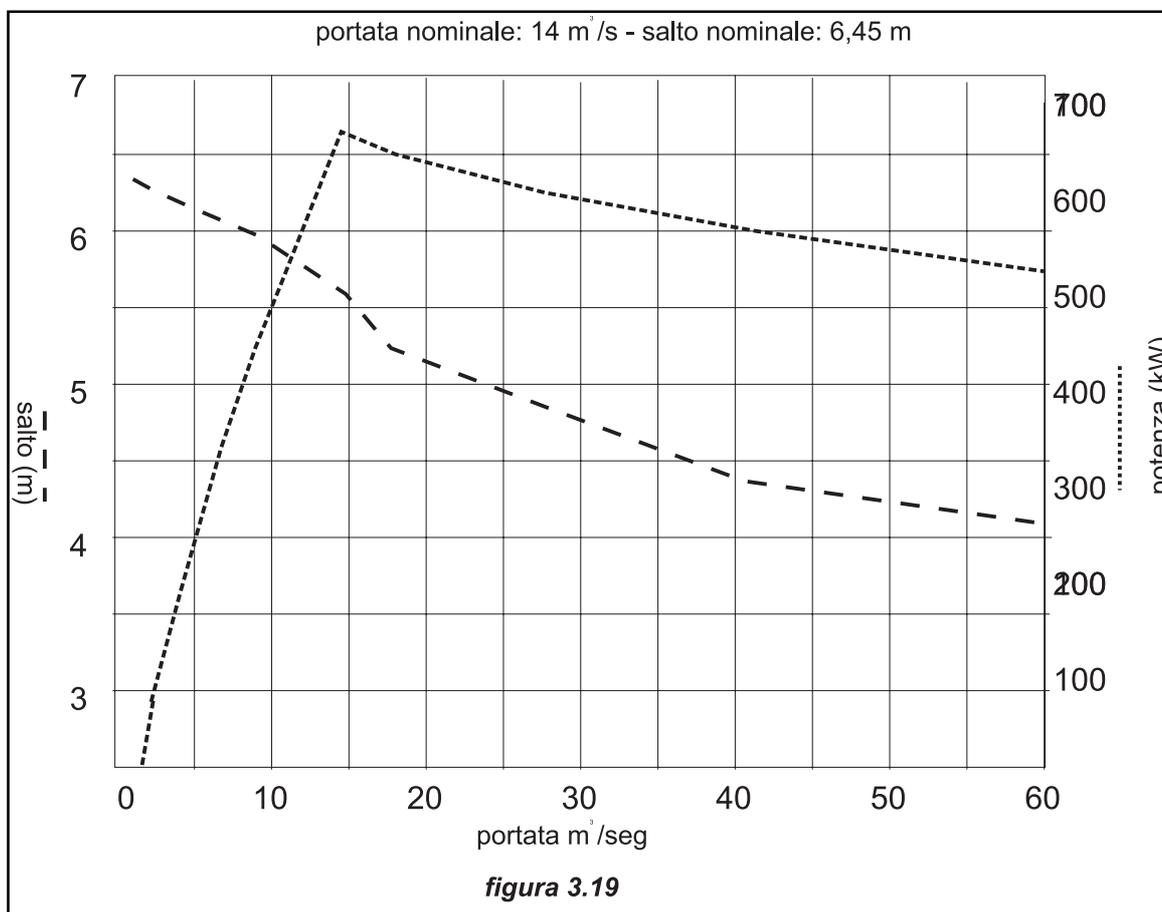
figura 3.18

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 di valutazione più difficile. 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_distrib/hec-hms/hechmsprogram.htm).

La figura 3.19 illustra come varia il salto con le portate in un caso reale e quale sia l'influenza sulla potenza erogata a varie portate.

3.6.2 Un altro metodo per calcolare potenza e producibilità annua

Se non si dispone del software contenuto in ATLAS, suggeriamo l'adozione di un modello come quello mostrato in tabella 3.3 utilizzando come supporto di calcolo un foglio elettronico. Questo metodo è particolarmente utile per impianti a bassa caduta dove la portata turbinata è funzione del salto effettivo. La tabella si riferisce ad un calcolo condotto utilizzando i dati reali di un fiume brasiliano.



La portata turbinata è pari a quella del fiume meno il DMV. Se il salto è maggiore del salto di progetto le portate turbate sono date dalla relazione:

$$Q_i = Q_d \sqrt{H_i / H_d} \tag{3.9}$$

dove il suffisso "i" indica i parametri corrispondenti al punto i nella curva delle durate ed il suffisso "d" i parametri di progetto.

La potenza in kW sarà data dal prodotto di Q, H, η (rendimento percentuale globale) e 0,00981. L'energia producibile sarà data invece dalle potenze moltiplicate per ΔT e per il numero totale di ore in un anno meno un 5% per fermo impianto. Il fermo impianto è il tempo durante il quale l'impianto è fuori servizio per guasti, manutenzione o mancanza d'acqua.

Tabella 3.3

	10%	20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	85%	90%	95%	100%
Portata nel fiume (m3/s)	70,00	60,67	53,78	49,33	46,00	43,52	40,78	37,97	36,33	34,70	32,70	26,30
Salto nominale (m)	6,45											
Portata massima (m3/s)	46,00											
Salto (m)	4,50	4,95	5,40	6,10	6,45	6,55	6,60	6,62	6,63	6,64	6,65	6,66
portata turbinata (m3/s)	38,42	40,30	42,09	44,73	46,00	43,52	40,78	37,97	36,33	34,70	32,70	26,30
Rendimento globale(%)	0,83	0,83	0,83	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,83	0,82
Potenza (kW)	1.408	1.624	1.851	2.249	2.445	2.349	2.218	2.071	1.985	1.887	1.771	1.409
Delta T (%)		10%	10%	10%	10%	10%	10%	10%	5%	5%	5%	5%
E (GWh)		1.262	1.446	1.706	1.953	1.995	1.900	1.785	844	806	761	662
Energia totale prodotta (GWh)	15.118											

3.6.3 Esercizio ore piene/ore vuote

Il prezzo dell'energia elettrica nelle ore di punta (ore piene) è di gran lunga maggiore che in ore non di punta (ore vuote). Da qui discende 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 in ore piene.

Per il calcolo di questo valore si assume che:

- Q_R = portata del fiume (m³/s)
- Q_D = portata d'impianto (m³/s)
- Q_P = portata occorrente per funzionare in ore piene
- Q_{OP} = portata occorrente per funzionare in ore vuote
- t_p = ore piene giornaliere
- t_{OP} = ore vuote giornaliere (24 – t_p)
- Q_{res} = DMV (m³/s)
- Q_{min} = Portata minima di impianto (m³/s)
- H = salto (m)

Il volume V_R cercato sarà dato da:

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

Se il bacino si riempie nelle ore vuote:

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

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

La portata disponibile per il funzionamento in ore vuote sarà

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

3.6.4 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 ad un'area isolata, la portata d'impianto dovrebbe essere quella che nella curva delle durate abbia una probabilità di superamento del 90% 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.

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 current-meters".
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 U-shaped 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"

4 Metodologia di valutazione dei siti

4.0 Introduzione

Per produrre energia idroelettrica i requisiti fondamentali sono salti e portate adeguati. La selezione di un sito per l'utilizzo idroelettrico è pertanto subordinata dall'esistenza di ambedue le condizioni.

Per la portata il Capitolo 3 riporta gli indirizzi delle organizzazioni nazionali ed internazionali che registrano i dati, sottolineando altresì la disponibilità di *database* specializzati. Mediante l'Atlante Europeo del Potenziale Idroelettrico Minore (*software* ATLAS), può essere stimata per ogni sito specifico la portata media e la curva delle durate, introducendo le caratteristiche geografiche del sito medesimo. Se l'impianto è situato in un paese per il quale non sono disponibili i *database* di ATLAS, una delle metodologie descritte nel Capitolo 3 può dare un aiuto ad ottenere i risultati d'interesse.

Il salto lordo può essere stimato rapidamente mediante un rilievo topografico in campo, oppure utilizzando il sistema GPS (Global Positioning System) ovvero con tecniche ortofotografiche. Con l'aiuto poi dei principi d'ingegneria idraulica forniti al Capitolo 2, il salto netto è facilmente calcolabile. La valutazione di salti e portate non dovrebbe d'ora innanzi costituire un problema.

Non di meno, la scelta della soluzione tecnica più appropriata per il sito è il frutto di un lungo percorso progettuale, dove gli elementi più importanti sono rappresentati dalla sensibilità del sito ai vincoli topografici ed ambientali. Per questo motivo un'approfondita conoscenza del sito è indispensabile per evitare pericolosi fallimenti nell'esercizio dell'impianto. Nelle tecnologie di rilievo è in corso un progresso rapidissimo e l'utilizzo di quelle citate più sopra può essere di grande aiuto nel progetto dell'impianto e nella riduzione del suo costo.

4.1 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 o è in corso di digitalizzazione e cartografia in scala maggiore di 1:5.000 è già disponibile. 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 ci sono. Tuttavia da queste si differenziano per un aspetto importante e cioè che le carte topografiche hanno una scala uniforme o variabile in maniera controllata (in dipendenza dalle scelte fatte per la proiezione delle carte). Le fotografie aeree, invece, non hanno una scala costante o uniformemente variabile. A parte le imperfezioni delle lenti, che per gli scopi pratici si possono ritenere trascurabili, due fattori principalmente sono responsabili delle variazioni nella scala di una fotografia: il fatto che il terreno non sia mai, per quanto piano, orizzontale e l'inclinazione dell'asse ottico della macchina fotografica.

Le fotocamere moderne rimuovono 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, determinarne la struttura geologica e individuare le instabilità di versante e all'ingegnere di acquisire informazioni per la costruzione dello sbarramento, dei canali a pelo libero e della condotta.

In dipendenza della 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 vettori GIS del cliente: questo metodo di ortorettifica delle fotografie aeree è comunque molto costoso.

La risoluzione delle fotografie digitali può variare da 30 cm fino ad un metro. Queste fotografie possono prendere sia la forma cartacea che quella digitale su dischetto.

Con le carte topografiche è possibile individuare la posizione dell'opera di presa, il tracciato del canale a pelo libero e della condotta forzata e la collocazione della centrale con la precisione sufficiente per lo studio di fattibilità ed anche per la successiva fase di richiesta d'offerta. Con le fotografie stereoscopiche inoltre possono essere individuati i problemi geologici, specialmente quelli relativi alla stabilità di versanti che sono fonte di situazioni pericolose.

4.2 Indagini geotecniche

Molto spesso si sottovaluta l'importanza di condurre indagini geotecniche di dettaglio sul sito in studio, con conseguenze, in molti casi, assai gravi: filtrazione sotto le traverse, 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 le 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 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 dei fallimenti, specialmente nel progetto di canali, è così lungo che non si può non raccomandare nelle fasi preliminari del progetto un minimo di studio geomorfologico del terreno.

Il problema è particolarmente sentito negli impianti d'alta montagna, dove la costruzione avviene in zone con forte alterazione superficiale caratterizzate da diversi fenomeni geomorfologici come *creep*, scivolamenti rotazionali e planari, frane in roccia e solifluzione.

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

dovesse essere 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 i canali a pelo libero, le caratteristiche geomorfologiche dei suoli, unite ad una forte pendenza trasversale del versante, possono influenzare negativamente la stabilità. La presenza di formazioni colluviali, prodotte dall'azione meccanica superficiale degli agenti meteorici sulle masse rocciose, e di processi di solifluzione caratteristici degli ambienti di alta montagna dove il sottosuolo è stagionalmente o perennemente saturo d'acqua, sono tra i fattori che compromettono 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.

Alla fine del canale la camera di carico funzionerà come un piccolo bacino per la condotta forzata. Molto spesso le autorità preposte sottopongono anche la camera di carico e le relative strutture di contenimento dell'acqua ai medesimi criteri di stabilità da ottenersi negli altri casi su esposti.

Anche il tracciato della condotta forzata, in generale, a causa della sua collocazione in forte pendenza, pone dei problemi per la realizzazione dei blocchi di ancoraggio e per l'impatto visivo delle opere.

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

4.2.1 Metodologie da utilizzare

Nell'ambito delle scienze geologiche esiste un ampio spettro di tecniche geomorfologiche, alcune delle quali sono brevemente descritte di seguito:

A. 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 riccia, determinare le strutture geologiche ed individuare le instabilità di versante.

B. Carte geomorfologiche

I risultati dell'analisi fotogrammetrica assieme agli esiti dei rilievi in campo conducono alla stesura della Carta Geomorfologica. Questa carta basata su di una mappa topografica, in scala da 1:10.000 a 1:5.000, ha lo scopo di evidenziare, mediante opportuni simboli, tutte le formazioni superficiali che interessano le opere idrauliche progettate.

C. 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.

D. Studi geofisici

Un'indagine geofisica elettrica o sismica a rifrazione può consentire una miglior conoscenza dello spessore delle formazioni superficiali, della posizione di super-

ficie di scivolamento, dalla circolazione idrica sotterranea e della consistenza volumetrica di formazioni potenzialmente instabili.

E. Analisi geologica strutturale

Anche se non è propriamente una tecnologia geomorfologica, essa può risolvere problemi sulla 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.

F. Indagini dirette. Perforazioni

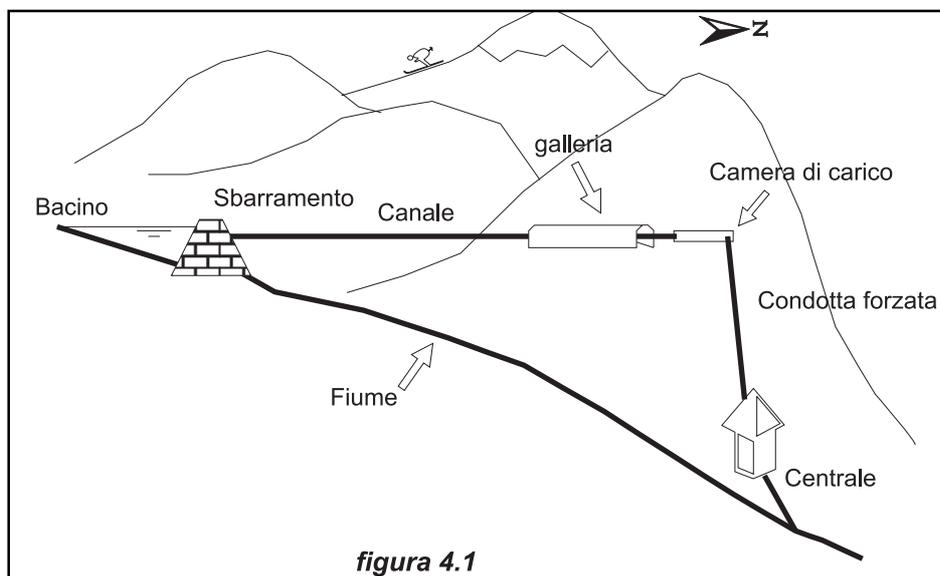
Queste indagini sono poco comuni per piccoli impianti. Tuttavia quando la diga o la traversa debbono essere fondate su strati non consolidati, è essenziale un programma di perforazioni seguite da test di laboratorio sui campioni estratti. Le prove più importanti sono:

- Prove di permeabilità in foro, come la prova di Lugeon, per definire la circolazione idrica al livello della fondazione.
- Prove per determinare la resistenza a compressione dei campioni, per definirne le caratteristiche di consolidazione.

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

4.2.2 Metodologia. Lo studio di un caso pratico

Un breve resoconto delle tecniche geomorfologiche usato 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:



- Diga a gravità con altezza di 11,5 m sul punto più basso delle fondazioni.
- Bacino d'accumulo con capacità di 60.000 m³.
- Canale a pelo libero lungo 2.475 m di cui 776 in galleria.
- Canale di carico alla fine del tunnel.
- Condotta forzata di diametro 1,4 m, lunga 650 m e con un dislivello di 190 m.
- Centrale.

4.2.2.1 Diga

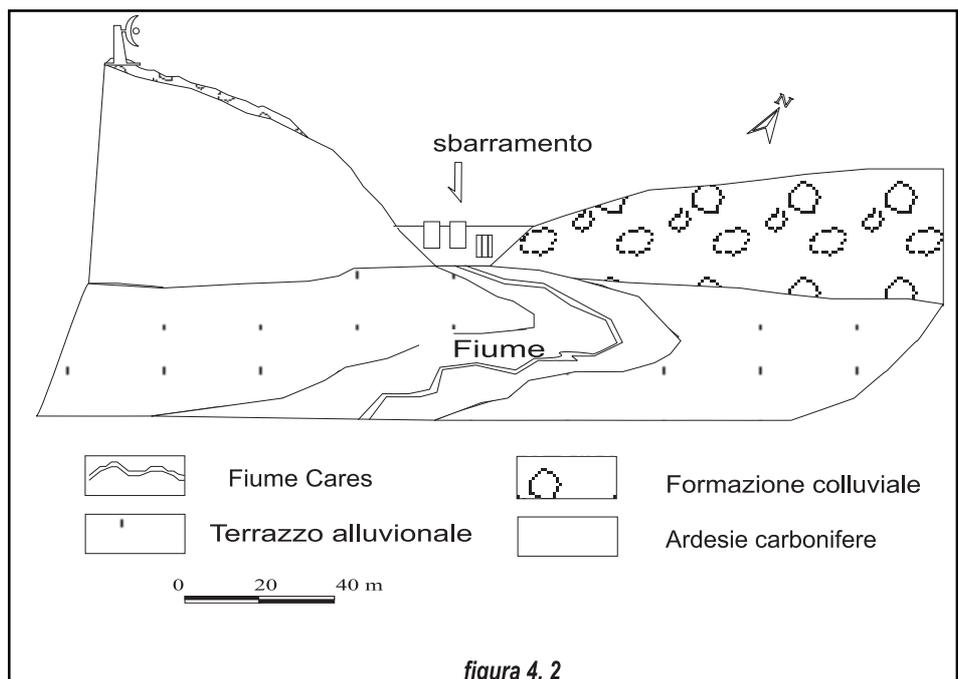
La normativa internazionale richiede che sia presa in esame la stabilità delle fondazioni su roccia quando vi sia la possibilità di crollo per taglio diretto o quando lo scivolamento possa verificarsi lungo giunti o faglie. Se necessario si deve procedere ad ulteriori scavi in roccia od ad ancoraggi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

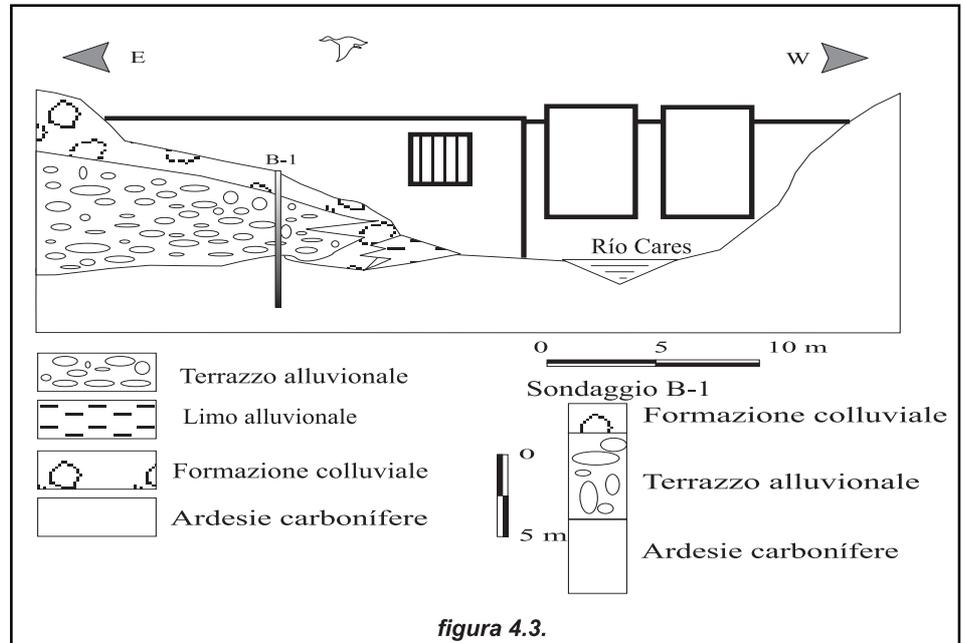
La figura 4.2 mostra la posizione della diga e la struttura completamente differente dei due versanti: il sinistro, più ripido, presenta un orizzonte di argilloscisti con andamento subverticale, mentre al destro, meno ripido, è associata una formazione colluviale. La figura 4.3 mette in evidenza la complessità 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.

4.2.2.2 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



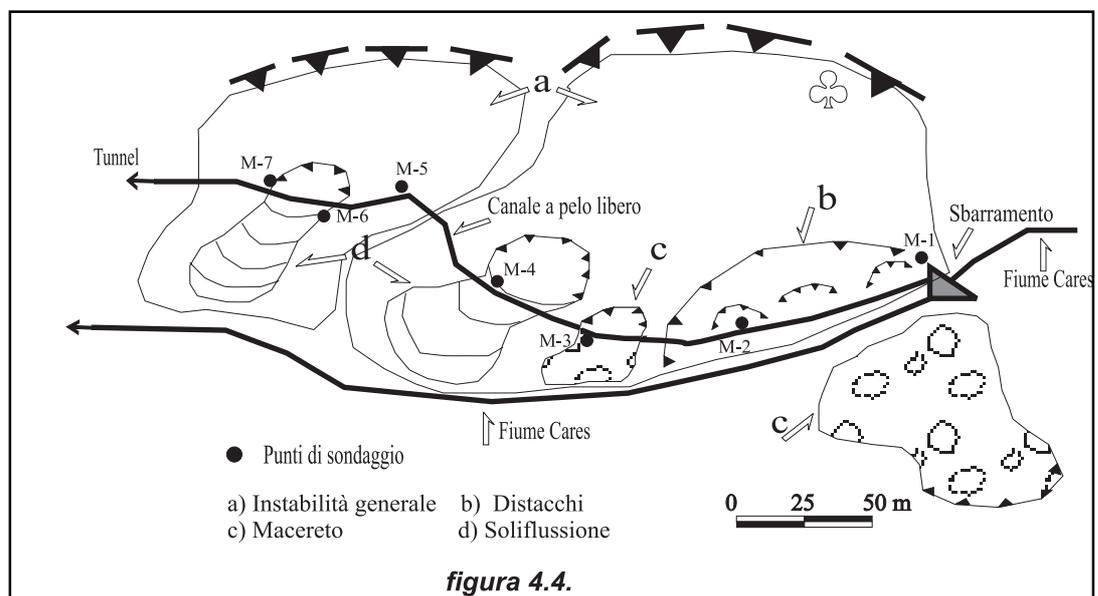


provocate nel corso dei lavori di scavo ed un dettaglio di una di queste instabilità. Nella fotografia 4.3 si vede invece una delle scarpate in fase di scivolamento prima dell'inizio dei lavori.

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 sistema di drenaggio adeguato a ridurre le sottospinte e gli sforzi interstiziali.



fotografia 4.1

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

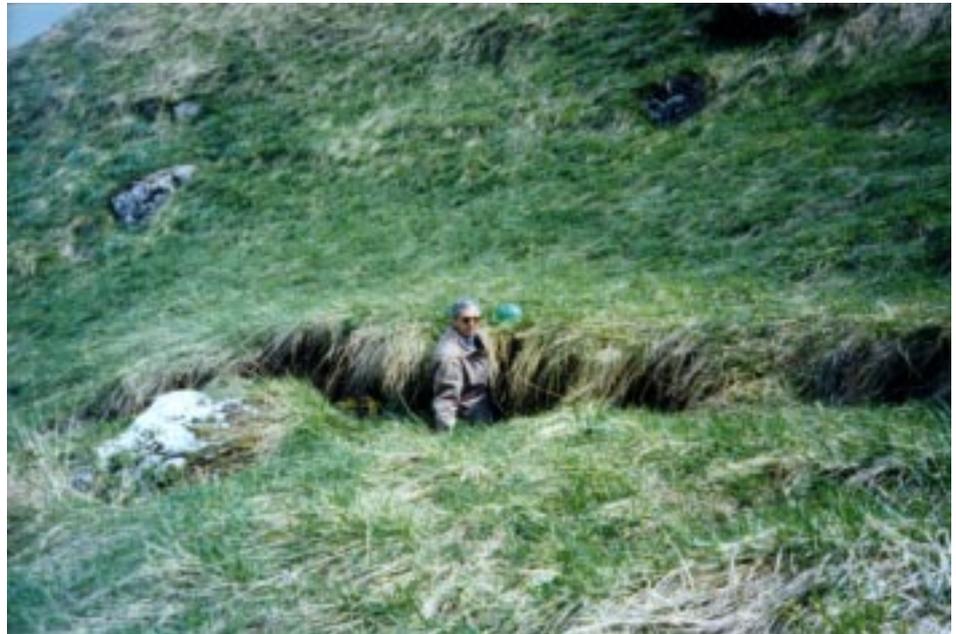
4.2.2.3 Il canale in galleria

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.

fotografia 4.2

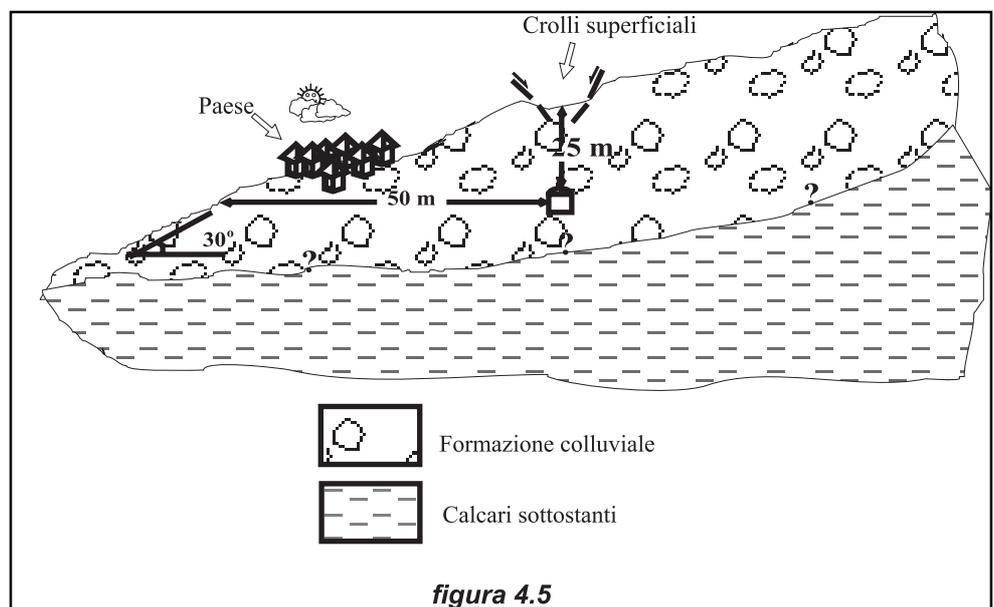
fotografia 4.3



Di conseguenza, si dovevano conoscere in dettaglio le formazioni geologiche da attraversare.

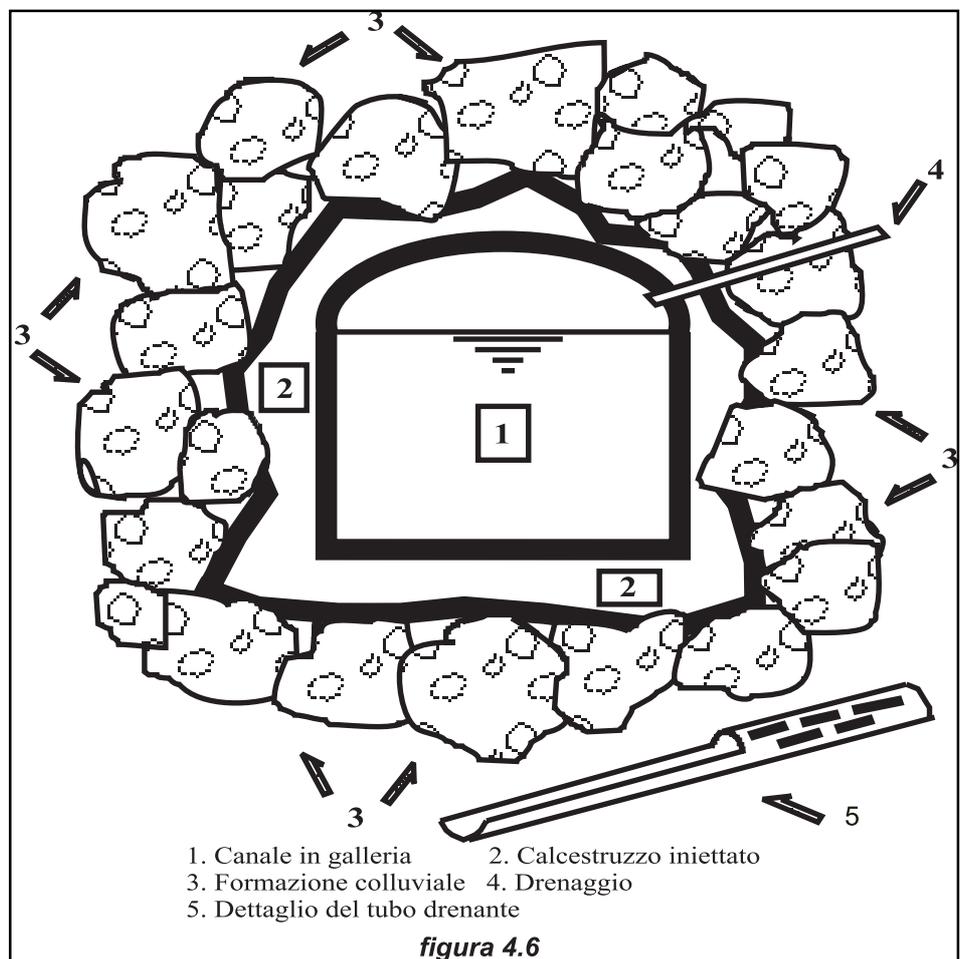
La fotografia 4.4 mostra il colluvio di Cordiñanes sotto il quale corre la galleria dal punto segnato con la parola "tunnel" in figura 4.4. La figura 4.5 fa vedere invece una sezione schematica del tunnel sotto il colluvio mentre la figura 4.6 mostra il rivestimento in calcestruzzo che dà la conformazione finale alla sezione del canale.

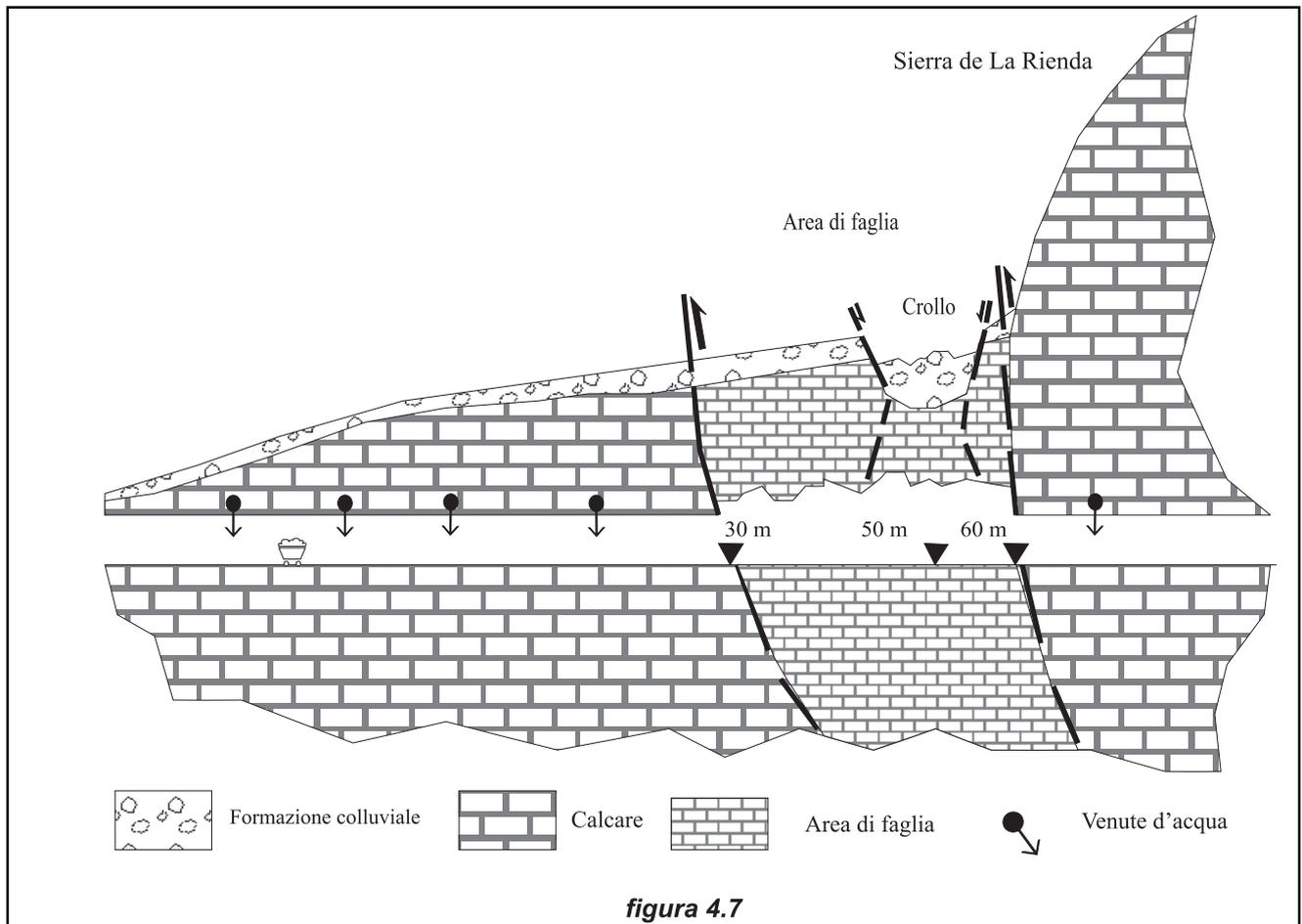
I lavori di scavo sono stati molto difficoltosi a causa della grande varietà ed eterogeneità dei blocchi, che sono variati in dimensioni da semplici pietre fino a





fotografia 4.4





massi di diversi metri cubi di volume. L'uso massiccio d'esplosivo era qui fuori luogo. L'uso di "talpe" non fattibile. Lo scavo è quindi proceduto metro dopo metro con micro cariche di esplosivo per ridurre le dimensioni dei blocchi che non potevano essere rimossi con mezzi convenzionali.

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. Una volta ancora quindi la conoscenza di tutte queste discontinuità deve essere basata su di uno studio geologico dettagliato.



fotografia 4.5

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 esercizio del canale.



fotografia 4.6

La figura 4.7 riporta una faglia di compressione nel tunnel la Rienda, la seconda parte del tunnel di Cordiñanes, in prossimità del bacino di carico costruito alla fine 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 conoscenza anticipata della presenza di questa faglia ha consentito lo scavo della galleria senza imprevisti.

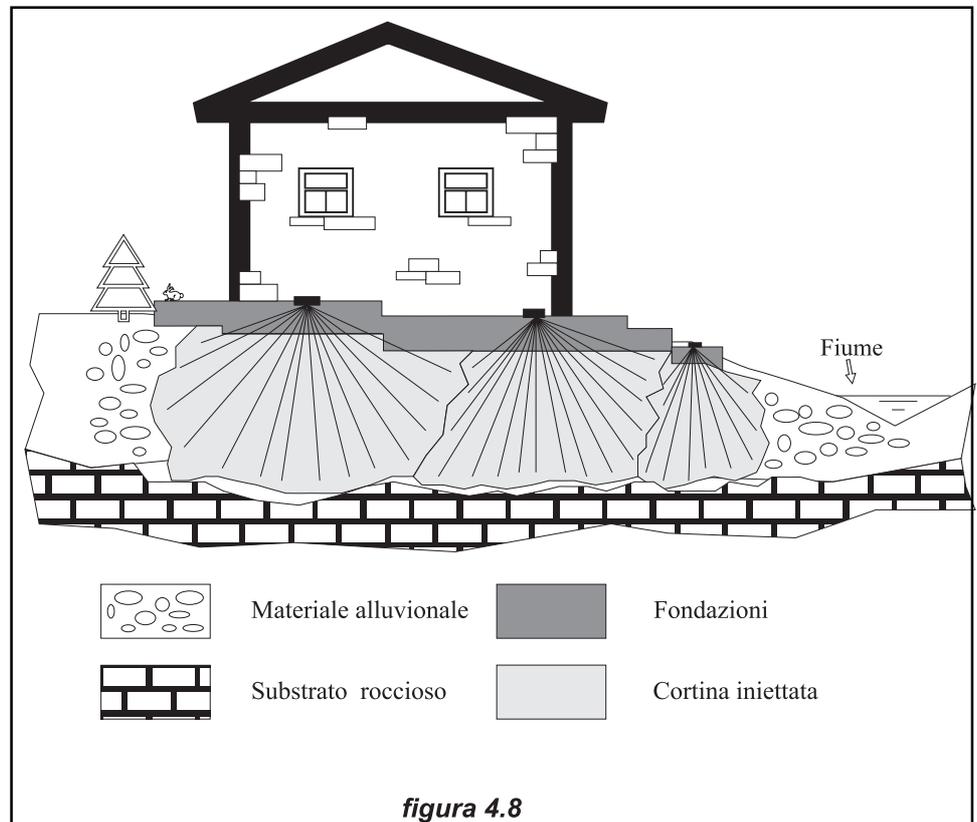
Come mostrano le fotografie 4.5 e 4.6 la struttura di supporto installata durante la costruzione della galleria è molto differente da quella utilizzata nel resto dell'opera.

4.2.2.4 Centrale

A causa della presenza dei gruppi idroelettrici, macchinari pesanti ed ingombranti, la stabilità della centrale deve essere assoluta e gli assestamenti evitati del tutto. Se le condizioni geologiche del terreno non garantiscono la stabilità delle fondazioni, il terreno deve essere rinforzato.

Se la centrale è fondata su roccia, lo scavo deve spingersi al di sotto della coltre superficiale alterata fino a potersi fondare su roccia sana. Se invece 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 ricondizionato. 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 tecnica d'iniezione relativamente recente, il *jet-grouting*, può garantire un adeguato consolidamento del terreno sostituendo i sedimenti alluvionali con una cortina iniettata.

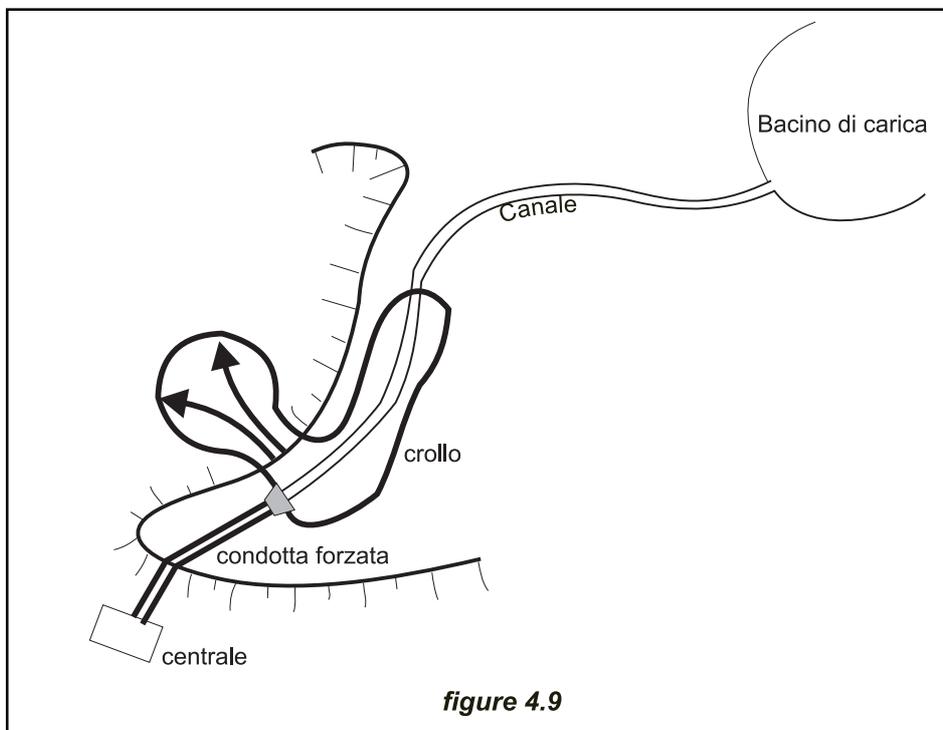


Questa tecnica, utilizzata ampiamente dal DOE (Dipartimento dell'energia degli USA) per intercettare le filtrazioni nei serbatoi sotterranei di rifiuti tossici è comunque a tutt'oggi piuttosto costosa. La figura 4.8 illustra i risultati di un'operazione di *jet-grouting* realizzata per rinforzare il terreno di fondazione della centrale.

4.3 Imparare dagli errori

Due esperti molto noti del settore, Bryan Leyland, australiano, e Freddy Isambert, francese, hanno presentato alla conferenza HYDROENERGIA 95, tenutasi a Milano, due memorie indipendenti sull'argomento "imparare dagli errori". Leyland, citando Winston Churchill ("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. Della stessa opinione Isambert: "molti casi particolari hanno dimostrato che un buon numero di piccoli impianti sono andati alla malora perché malamente progettati, realizzati od eserciti". Gli autori hanno presentato, con l'ausilio di grafici e fotografie, alcuni esempi d'impianti guastatisi alla messa in servizio o durante l'esercizio con notevoli perdite economiche e 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 Cicerone (106-43 a.C.) "ogni essere umano può commettere un errore, ma solo un idiota persevera nel ripeterlo".



Nel novero degli insuccessi riportati ad IDROENERGIA, insieme agli altri 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 oltre. Essi dimostrano l'importanza di analizzare in profondità la stabilità dei canali e gli effetti delle sottopressioni sulle opere idrauliche.

A. Crollo del canale di Ruahihi (Nuova Zelanda)

Come mostrato in figura 4.9 l'impianto ha un canale a mezza costa lungo 2.000 m che adduce l'acqua ad una condotta forzata, parte in calcestruzzo e parte d'acciaio, lunga 750 m. Il canale è stato scavato attraverso ignimbriti poco consistenti (rocce provenienti da esplosioni vulcaniche) e rivestite con "cenere bruna", un'argilla pure di origine vulcanica.

La "cenere bruna" 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 creando un effetto tenuta 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 formarono vere e proprie caverne nel riempimento a tergo del canale.

Il giorno dopo l'inaugurazione un lungo tronco di canale collassò. La fotografia 4.7 evidenzia l'entità del disastro. Furono esaminate molte soluzioni e finalmente si decise che la sola via praticabile fosse la sostituzione del canale crollato con 1.100 m di tubo (fotografia 4.8).

fotografia 4.7

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

Fu quindi necessario modificare le valvole d'intercettazione e quelle alla presa in modo che anche nelle peggiori condizioni non si avesse una sovrappressione maggiore del 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 ridurre al 3% le sovrappressioni, come in effetti fecero.

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

La lezione da imparare è questa:

- le caratteristiche delle formazioni vulcaniche sono molto variabili e spesso pessime;

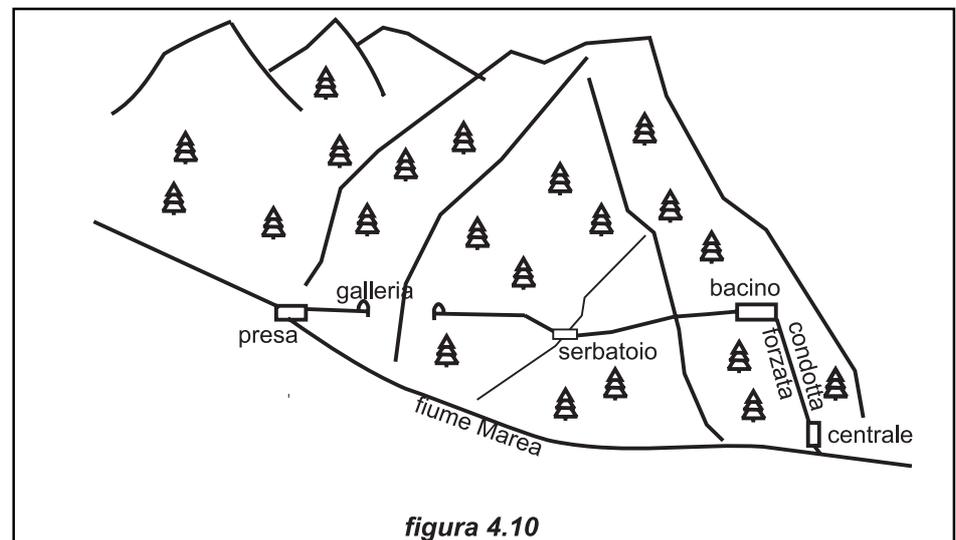
fotografia 4.8

- quando un canale perde, si deve essere sicuri di aver compreso il problema prima di dare inizio agli interventi risolutivi;
- quanto l'alternativa è abbandonare l'impianto collassato, prendere in considerazione anche le soluzioni apparentemente impossibili: non c'è molto da perdere !

B. 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 m³/s su un salto di 100 m. Come mostra la figura 4.10 l'impianto comprende una piccola traversa di derivazione con annessa la scala dei pesci. Dalla presa parte un canale rettangolare in calcestruzzo armato di sezione 3x2 m seguito da un canale in galleria lungo 600 m. All'uscita del tunnel è stato ricavato un bacino di accumulo per l'esercizio in ore di punta. Il bacino è stato realizzato mediante una miscela compressa di sabbia ed argilla che sfortunatamente alla prova dei fatti si è dimostrata non essere sufficientemente a tenuta idraulica. Dal bacino un altro canale, realizzato con elementi prefabbricati in calcestruzzo uniti da lamierino d'acciaio, adduce l'acqua alla vasca di carico posta 100 m sopra la 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 a filtrare nel terreno. L'arenaria satura non ha resistito agli sforzi di taglio; si è verificato uno smottamento della sponda destra del bacino (fotografia 4.9) e grandi quantità di materiale si sono riversate nel fiume e da qui sulla riva del mare. Il bacino è stato sostituito con un manufatto in calcestruzzo armato che fino ad ora non è stato di nessuna utilità ai fini dell'accumulo ore piene/ore vuote. 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 giorno/notte impermeabilizzato con un foglio termosaldato in PEAD e termina nella vasca di carico della condotta forzata.



fotografia 4.9

La lezione è:

- le arenarie alterate danno pessimi risultati rispetto ai rischi di frana, specialmente su pendii con angoli superiori a 35° rispetto all'orizzontale;
- i canali devono essere costruiti garantendone la tenuta dell'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 per l'ancoraggio al terreno richiede pochi punti fissi.

fotografia 4.10

fotografia 4.11

C. Filtrazioni sotto una traversa (Francia)

Questo esempio riguarda una piccola traversa costituente l'estremità di monte di un impianto da 600 kW di potenza comprendente un tubo a pelo libero interrato, la condotta forzata e la centrale. Il personale gestore dell'impianto notò 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 l'esterno di monte e quello di valle della traversa (fotografia 4.10), 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 si deduce la mancanza di un'indagine geomorfologica e di un'adeguata supervisione del progetto e della realizzazione della traversa.

D Canale in un impianto a bassa caduta da 2 MW

Il canale, largo 5 m e lungo 500 m, corre lungo il fiume.

Il fiume era noto per frequenti piene improvvise. Un giorno si verificò una di queste piene, poi calcolata di tempo di ritorno 100 anni. Al sopraggiungere della piena le turbine furono fermate e le paratoie aperte. Il canale di carico venne svuotato quasi completamente e crollò per effetto delle sottopressioni (fotografia 4.11).

In questo caso i problemi tecnici sono stati: idraulica del sistema, la stabilità e la progettazione strutturale.

Altri casi potrebbero essere esaminati per illustrare gli effetti degli errori di valutazione sia in fase di progetto sia in fase di costruzione: essi mostrano il numero e la diversità dei parametri che possono provocare disastri. Purtroppo è anche evidente che progettazione, costruzione e direzione dei lavori sono spesso

affidate a chi può offrire bassi costi, ma ha ben poca esperienza nel campo delle opere idrauliche.

5 Opere idrauliche

5.1 Strutture per opere di presa e bacini d'accumulo

5.1.1 Dighe

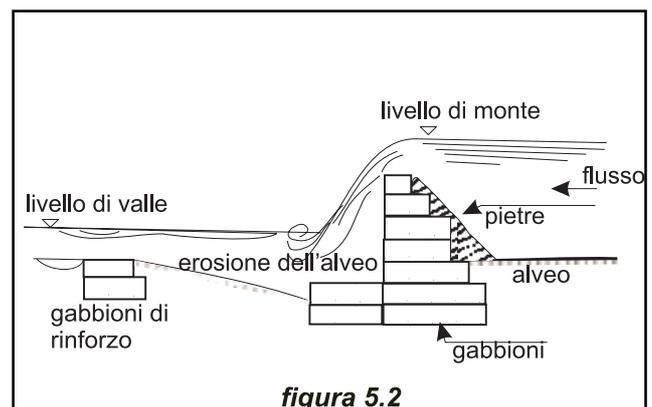
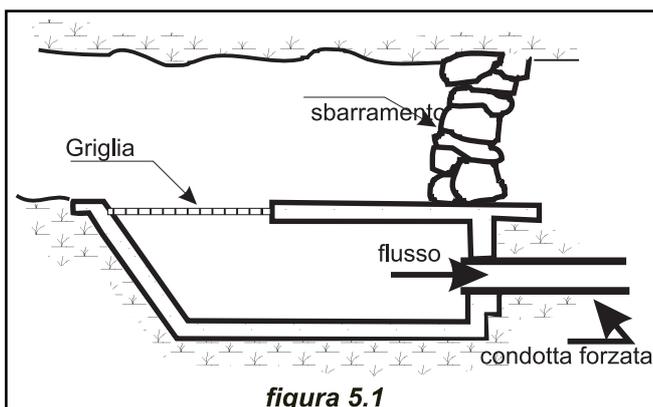
La diga è un elemento fondamentale degli impianti idroelettrici convenzionali, dove è utilizzata per creare un serbatoio d'accumulo dell'acqua e per innalzare il livello incrementando il salto. In una zona relativamente piana, infatti, uno sbarramento, grazie all'aumento che determina nel pelo acqua, 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.

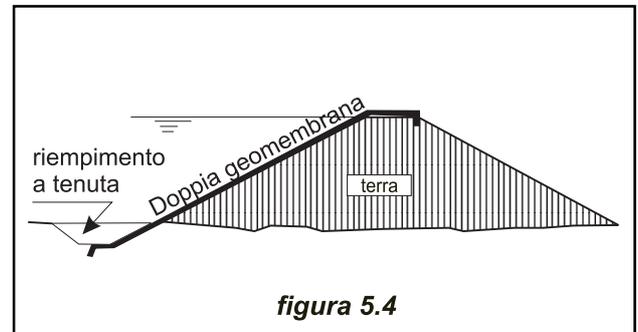
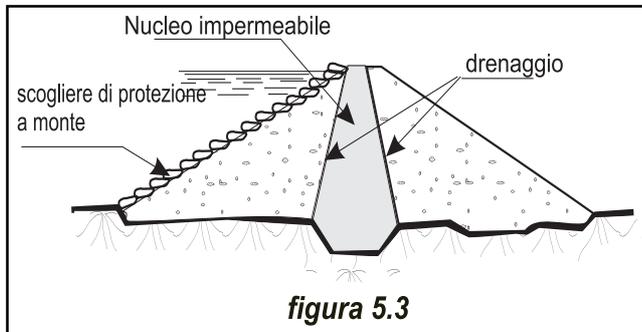
Se l'impianto funziona in una rete isolata e la topografia dei luoghi è favorevole, si può pensare di realizzare un bacino per accumulare acqua nei periodi d'alte portate e bassi consumi, in modo da poterne disporre quando le portate sono basse e la domanda d'energia cresce.

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 costruirsi al piede della diga, sempre che ciò sia compatibile con gli altri usi.

5.1.2 Traverse di derivazione

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 si appronta una piccola opera per la derivazione della quantità d'acqua necessaria all'impianto, mentre la frazione eccedente passa sopra il manufatto e prosegue il suo cammino 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 acqua, ma di innalzare il livello del pelo acqua in modo che l'acqua possa entrare nell'opera di presa.





Le traverse è bene siano costruite su roccia e nella loro versione più semplice sono realizzate con massi posti trasversalmente alla corrente (figura 5.1). Allorché trovare la roccia richiede scavi profondi, si può utilizzare una soglia in gabbioni o burghe, grossi cesti in rete metallica riempiti di terra e ciottoli (figura 5.2).

In strutture di maggior importanza, la traversa diviene una piccola diga in terra con nucleo centrale impermeabile che si spinge fino al terreno impermeabile di fondazione (figura 5.3). Il nucleo è solitamente realizzato con materiale argilloso, adeguatamente compattato. Se questo tipo di materiale non è disponibile in sito, si deve rivestire il paramento di monte dalla traversa con fogli saldati di geotessile in modo da ottenere l'impermeabilità necessaria alla ritenuta dell'acqua (figura 5.4).

Se pur non disponendo di materiali argillosi, si possono reperire facilmente sabbia e ghiaia, è bene prendere in considerazione la costruzione di uno sbarramento in calcestruzzo. 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 in calcestruzzo (fotografia 5.1), 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 in 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 essere così costose da precludere la costruzione di uno sbarramento in calcestruzzo.

fotografia 5.1



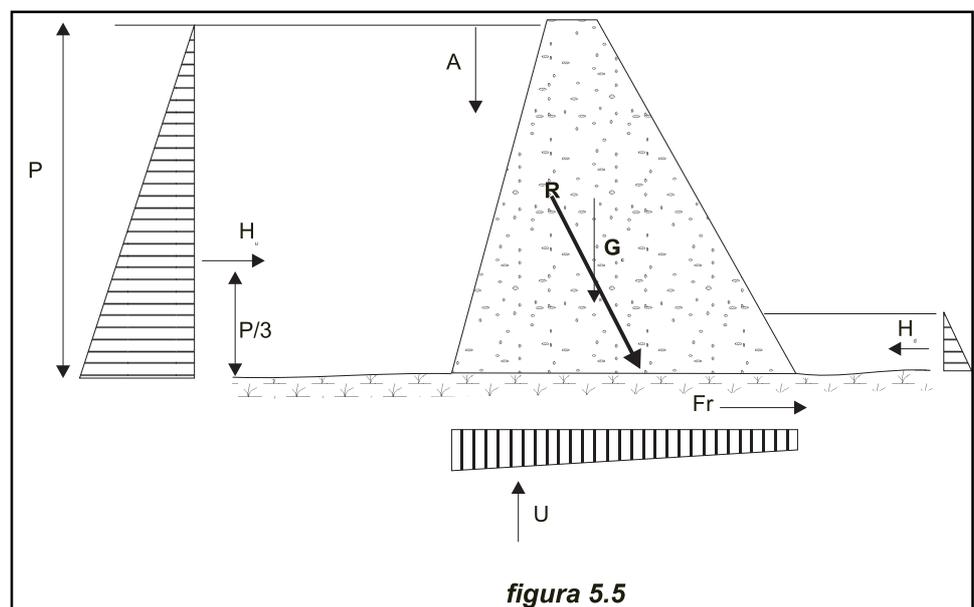
In accordo con la definizione data dalla ICOLD (International Committee of Large Dams) una diga è considerata “piccola” quando la sua altezza, misurata dal punto più basso della fondazione al coronamento, non eccede i 15 m, la lunghezza del coronamento è inferiore a 500 m e il volume d’acqua accumulato dell’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.

La maggioranza delle piccole dighe asservite ai piccoli impianti idroelettrici sono del tipo a gravità, solitamente fondate su roccia, e devono la loro stabilità al peso proprio. Se la diga è di altezza inferiore ai 10 m si può pensare di fondarla su terreno sciolto, ma gli sforzi ammissibili nel terreno non devono essere superati e deve essere altresì minimizzata la possibilità di filtrazione sotto il corpo della diga mediante l’uso di platee antierosione o diaframmi. Per il terreno di fondazione devono essere noti la resistenza agli sforzi di taglio e di compressione ed il coefficiente di Poisson.

La stabilità al ribaltamento della diga deve essere garantito per tutte le condizioni di carico prevedibili (figura 5.5): le spinte idrostatiche a monte ed a valle, le sottospinte alla base dello sbarramento, le spinte dovute al materiale depositatosi a tergo della diga, le forze dovute al sisma agenti sia orizzontalmente che verticalmente nel baricentro dello sbarramento (se è in zona sismica), le forze dinamiche indotte dal movimento relativo della diga rispetto al bacino in caso di terremoto, etc.

In qualsiasi condizione di carico la sicurezza al ribaltamento della diga richiede che gli sforzi di contatto tra terreno di fondazione e manufatto non siano mai negativi in ogni punto della fondazione. Questa condizione si verifica se la risultante di tutte le forze orizzontali e verticali, compreso il peso della diga, cade nel terzo medio della base. Per spostare il più a monte possibile il baricentro della diga, solitamente il parametro di monte è verticale, mentre quello di valle è inclinato.





fotografia 5.2

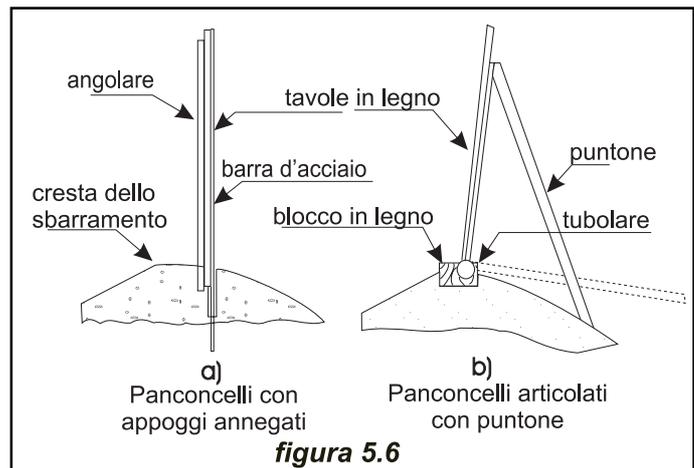


figura 5.6

Bisogna inoltre garantire che la diga non scivoli, di conseguenza il coefficiente di attrito statico, rapporto tra le forze orizzontali e quelle verticali deve essere compreso tra 0,6 e 0,75.

5.1.2.1 Dispositivi per innalzare il livello dell'acqua

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 (fotografia 5.2). I panconcelli generalmente sono costruiti in legno e sono fissati con perni d'acciaio inseriti in una guida, pure d'acciaio, posta sulla cresta dello scaricatore di superficie (figura 5.6.a). I panconcelli devono essere rimossi a mano in modo da evitare l'esondazione a monte, operazione che in caso di piena è ben lungi dall'essere fattibile. I panconcelli articolati alla base, riprodotti in figura 5.6.b, sono un po' più facili da togliere.

Negli impianti a bassa caduta con presa e centrale affiancate, la miglior soluzione per innalzare la quota di ritenuta senza rischiare l'esondazione a monte è data dalle paratoie a settore. Un sistema oleodinamico o un motore elettrico consentono l'apertura delle paratoie in modo che l'acqua passi sotto.

In grandi impianti, ma talvolta anche in piccoli, è raccomandabile l'installazione dei "Fusegates" sul tipo di quelli della Hydroplus. In caso di piene importanti, quando l'acqua raggiunge un livello preimpostato, uno a più elementi "Fusegates" – sostanzialmente una sorta di cassoni in calcestruzzo – si ribaltano per aumentare la sezione di deflusso dello scarico di superficie (fotografia 5.3).

Un'altra tipologia che consente il comando a distanza è quello 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

fotografia 5.3.



sono paratoie flessibili formate da camere in gomma rinforzata riempite d'aria o d'acqua, ancorate ad una fondazione in calcestruzzo (figura 5.7) 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 in gomma. Una volta riempita la camera, il gommone è completamente innalzato (fotografia 5.4). 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.

fotografia 5.4

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

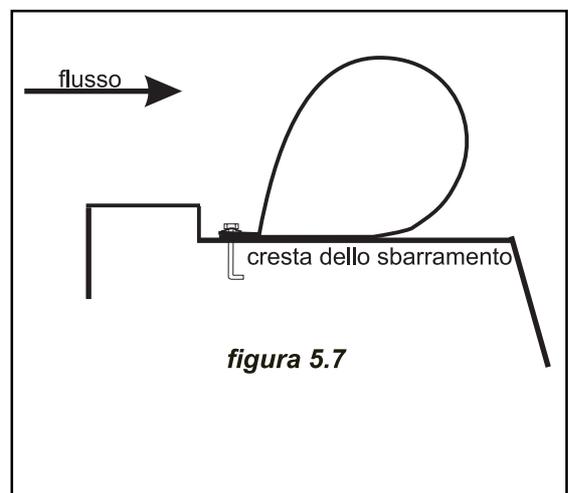


figura 5.7

fotografia 5.5

Attualmente 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 livello a monte preimpostato.

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

La fotografia 5.5 mostra un nuovo tipo di gommone, brevettato dalla Obermeyer Hydro, dove la parte in gomma incorpora uno scudo in acciaio che si comporta come un pancone, rapidamente e facilmente manovrabile in caso di piene improvvise. Variando la pressione nella camera in gomma, lo scudo in acciaio viene più o meno inclinato, variando di conseguenza il livello dell'acqua. Il sistema possiede un ulteriore vantaggio: la parte in gomma è sempre protetta dal materiale trasportato dalle piene. Le spinte di galleggiamento, che diminuiscono il peso di corpi immersi, agevolano il transito sopra il gommone anche di materiale pesante trascinato dalle piene. L'interspazio tra gli scudi d'acciaio e tra scudo e supporto è chiuso da un grembiule di gomma ancorato ad uno degli scudi.

5.1.3 Scaricatori di superficie

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 di evitare danneggiamenti l'acqua in eccesso rispetto alle esigenze dell'impianto deve essere scaricata in sicurezza a valle dello sbarramento. Per questa ragione nella struttura delle dighe sono incorporati degli scaricatori di superficie accuratamente progettati. A causa dell'alta

fotografia 5.6



velocità dell'acqua scaricata, solitamente alla base degli scarichi è realizzato un sistema di dissipazione dell'energia.

Il tipo più comune di scarico è quello superficiale a gravità. In pratica si tratta di un canale a pelo libero a forte pendenza, al cui inizio la cresta dello sbarramento è opportunamente arrotondata (fotografia 5.6). Per minimizzare la pressione sulla superficie dello scarico, il profilo segue lo stesso andamento della parte inferiore di una vena liquida defluente sopra uno stramazzo in parete sottile. Questa traiettoria varia con il salto, di modo che il profilo dello scarico è corretto solo per il salto di progetto H_s .

Se $H > H_s$ lungo il profilo tendono a svilupparsi delle zone a pressione negativa ed intervengono fenomeni di cavitazione. 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 portata scaricata può essere calcolata con la relazione

$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2} \quad (5.1)$$

dove C è il coefficiente di deflusso, L la larghezza dello scaricatore e H il carico. Il coefficiente di deflusso è determinato da prove su modello: il suo valore normalmente va da 1,66 per traverse a larga soglia a 2,2 per scarichi disegnati secondo il profilo ottimo, nelle condizioni in cui il carico uguaglia il carico di progetto.

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 scarico ad U (figura 5.8 e fotografia 5.7) o a labirinto (figura 5.9) consentono di scaricare più alte portate nel poco spazio disponibile.

Altre soluzioni adottabili dove lo spazio disponibile è esiguo sono quelle di scarichi a sifone o a calice. Entrambe le soluzioni consentono di mantenere le escursioni

fotografia 5.7

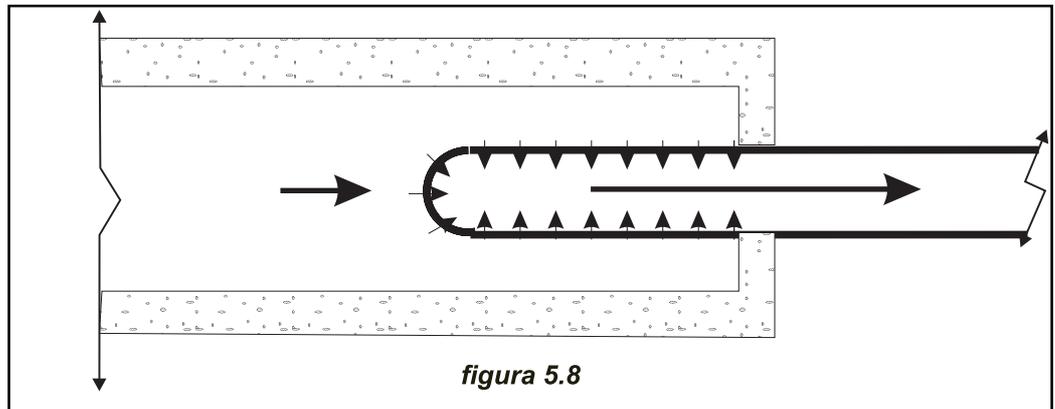


figura 5.8



di livello di monte entro limiti molto stretti. Lo scarico a sifone è essenzialmente un condotto chiuso curvato come in figura 5.10.

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 adescono quando il livello dell'acqua raggiunge o oltrepassa la quota dell'estradosso, ma ci sono casi in cui l'adescaimento avviene quando il livello di valle è salito fino ad un terzo dell'altezza della gola del sifone.

Se non è ben progettato, l'efflusso dal sifone può divenire instabile. All'inizio il sifone scarica a gravità, ma nel momento in cui 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 aerati opportunamente.

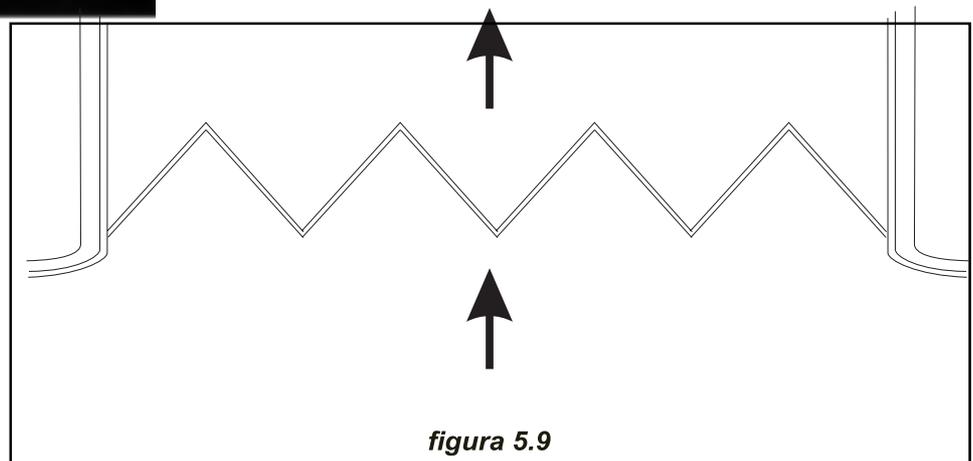
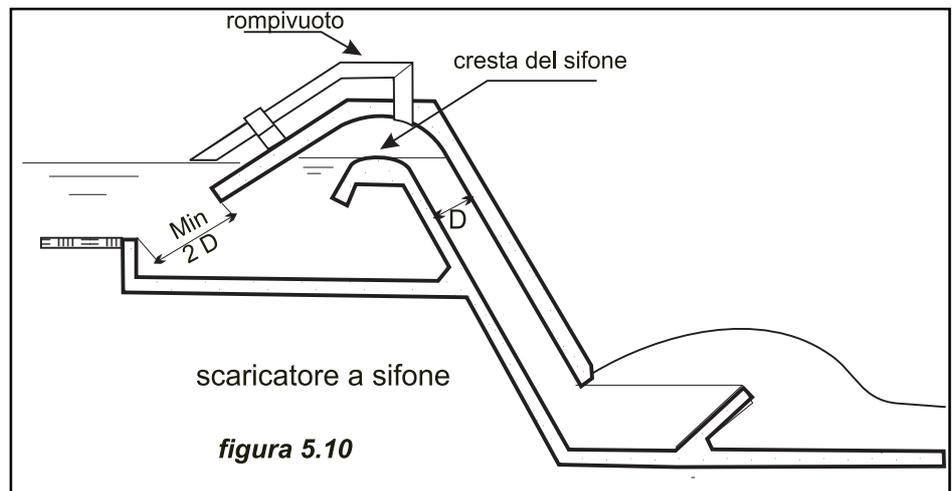
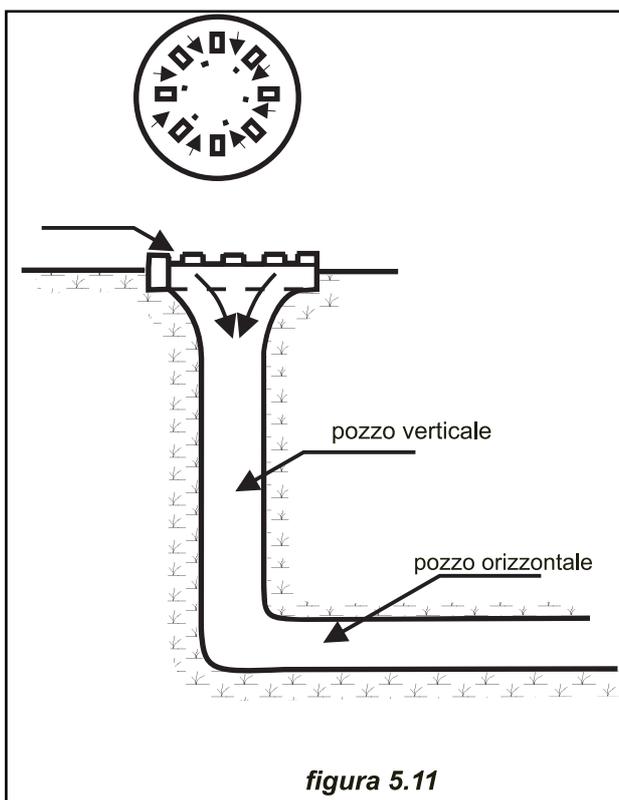


figura 5.9

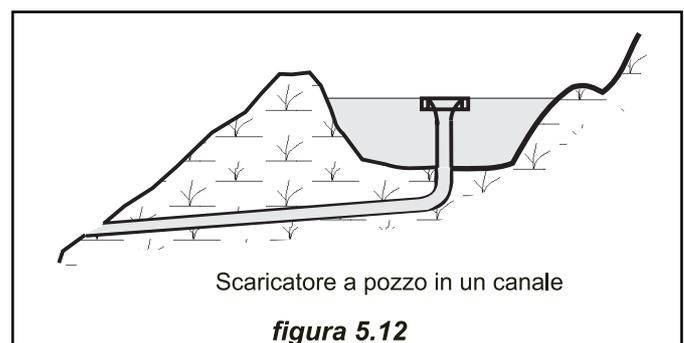


Quando il sifone è adescato, il flusso attraverso di esso è regolato come nelle condotte forzate, dall'equazione di Bernoulli. Assumendo che la velocità dell'acqua sia la stessa all'ingresso ed all'uscita del sifone, la perdita di carico può essere calcolata con le formule del Capitolo 2 par. 2.2.1.

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 letteratura⁶.



Gli sfioratori a calice o *glory hole* sono usati raramente nei piccoli impianti idroelettrici. Come illustrato dalla figura 5.11 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 un tunnel di scarico che talvolta è in lieve pendenza per garantire che allo sbocco esso non si trovi mai in pressione.

La figura 5.12 tratta da Inversin⁵ illustra uno sfioratore a calice installato per evacuare le portate in eccesso di un canale, laddove invece uno sfioratore laterale potrebbe provocare uno smottamento saturando il terreno. Le pubblicazioni dell'U.S. Bureau of Reclamation (USBR)^{6,7} descrivono i principi su cui si basa la progettazione di questi manufatti.

5.1.4 Dissipatori d'energia

L'efflusso da uno scaricatore di superficie solitamente avviene in corrente veloce, di modo che si possono produrre profonde erosioni al piede della diga, specialmente se l'alveo è costituito da limi e argille. Per evitare quest'evenienza deve essere realizzato un bacino di smorzamento, mediante la formazione di un risalto idraulico dove la corrente passa da veloce a lenta. Lo USBR ha pubblicato una serie di curve da utilizzare per il progetto dei bacini di smorzamento⁸.

5.1.5 Scarichi di fondo

Nei piccoli impianti idroelettrici, gli scarichi di fondo sono utilizzati per vuotare il bacino o per rilasciare a valle parte dei volumi invasati sia in caso di emergenza, sia per consentire la manutenzione della diga. In generale per espletare entrambe le funzioni è sufficiente un condotto posto alla base della diga dotato di una valvola a getto conico alla fine e di una paratoia piana all'imbocco. Se la corrente allo sbocco è veloce, bisogna prendere in considerazione l'eventualità di installare dei dissipatori d'energia.

5.1.6 Deviazione del fiume in fase di costruzione

Nei piccoli impianti la costruzione dello sbarramento può essere completata, in taluni casi, entro la stagione secca, ma in molti altri casi sono necessarie strutture provvisorie di deviazione del corso d'acqua. Tra le più utilizzate ed efficaci troviamo:

- Gabbioni con geotessili sul paramento di monte.
- Ture in materiale arido con scogliere di protezione.
- Dighe gonfiabili.
- Palancole.

Le tecniche per la loro costruzione ed il loro esercizio richiedono la consulenza di ingegneri specializzati.

5.2 Vie d'acqua

5.2.1 Opere di presa

The Glossary of Hydropower Terms – (I) 1989 definisce l'opera di presa come "una struttura per deviare l'acqua in un condotto che la adduce alla centrale idroelettrica" In questo manuale, seguendo il Comitato ASCE per le opere di presa degli impianti idroelettrici¹¹, la definizione di opera di presa viene ampliata: essa è una struttura per derivare l'acqua in una via d'acqua, senza specificare il

tipo di via d'acqua (un canale o un tubo in pressione). Il termine bacino di carico è stato invece riservato a quelle opere di presa che adducono l'acqua direttamente alla turbina attraverso una condotta forzata.

L'opera di presa deve essere in grado di indirizzare 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 (dal rigagnolo al torrente impetuoso) ed 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 e che bisogna poi portarsi appresso per tutta la vita dell'impianto.

Il progettista di un'opera di presa è bene che tenga presente tre tipi di criteri di progettazione:

- criteri idraulici e strutturali, comuni a tutti i tipi di presa;
- criteri operativi, per 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 dei pesci, etc, che sono caratteristiche del singolo impianto.

Anche se di anno in anno prendono forma nuove idee per il progetto delle prese - progressi nella modellazione matematica, utilizzo di nuovi materiali da costruzione etc. - i principi della progettazione idraulica e strutturale non sono cambiati molto nell'arco dei decenni e presumibilmente non cambieranno molto in futuro. Nel corso degli anni sono state progettate molte prese, tonnellate di sgrigliato è stato rimosso, grandi quantità di materiale sedimentato è stato sghaiato: grazie a tutta l'esperienza accumulata oggi sappiamo quali prese funzionano e quali no e sulla base di essa e con l'aiuto di principi di idraulica tuttora validi siamo in grado di progettare prese sempre più efficienti, evitando incidenti futuri.

5.2.1.1 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:

- la presa alimenta direttamente la condotta forzata (fig. 5.1): 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;
- la presa alimenta altre vie d'acqua a pelo libero (canali di carico, tunnel, etc.) che di solito terminano nel bacino di carico (figura 1.1, cap. 1);
- l'impianto non è dotato di prese convenzionali, ma utilizza altri dispositivi (prese a sifone, a trappola, etc.) che verranno descritti più avanti.

Nei serbatoi per usi multipli dell'acqua (irrigazione, approvvigionamento potabile, controllo delle piene) l'acqua può essere derivata attraverso torri con bocche di presa a diverse quote, che permettano un prelievo selettivo dai diversi strati verticali del serbatoio (figura 5.13) e dallo scarico di fondo (figura 5.14).

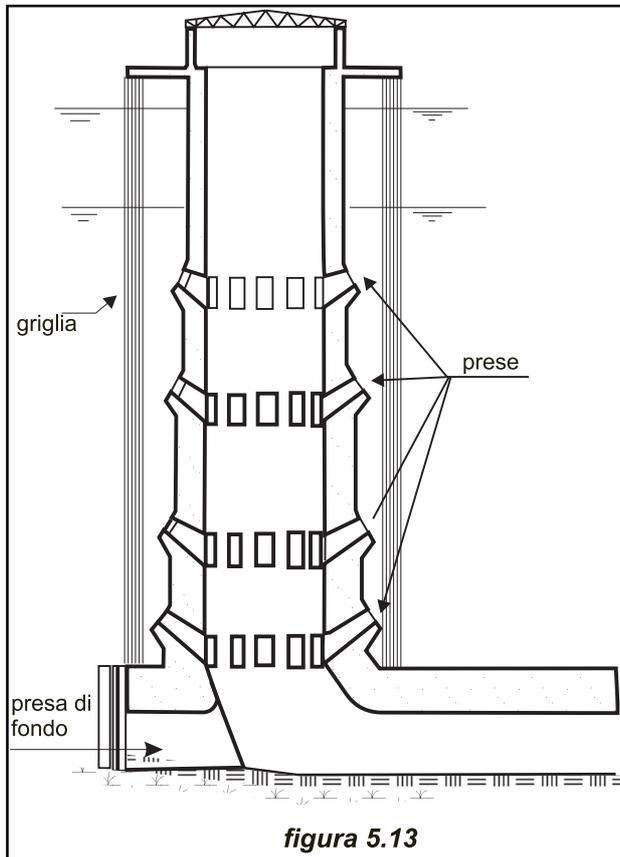


figura 5.13

Le **prese a sifone** (figura 5.15) rendono superflue le paratoie di presa e la valvola o le paratoie di macchina possono essere anch'esse eliminate (sempre che ogni gruppo abbia il proprio sifone), il che consente di ridurre il costo totale del 25-40% ed anche la quantità di sedimenti trascinati. La portata adottata alla turbina può essere intercettata più rapidamente che con le paratoie (in circa 25-30 secondi), con conseguenti benefici quando la macchina va in fuga. La fotografia 5.8 illustra una presa a sifone su di una diga esistente, realizzata con opere civili assai ridotte. Il sifone è d'acciaio oppure, in nazioni dove l'approvvigionamento di questo materiale è difficoltoso, di calcestruzzo armato rivestito in acciaio sulle sezioni più sollecitate.

La presa a trappola (figura 5.16) è in sostanza costituita da un canale posto trasversalmente all'alveo al di sotto di esso e protetto da una griglia con pendenza superiore a quella del fondo alveo. Le barre della griglia sono solitamente orientate come la corrente. La fotografia 5.9 mostra una presa a trappola installata su di un corso d'acqua montano nelle Asturie (Spagna). In Francia la EDF ha adottato una versione migliorata di questo tipo di presa mettendo le barre a sbalzo per evitare l'accumulo tra le barre, di piccoli rami trascinati dalla corrente (figura 5.17). La presa tipo "Coanda" è un ulteriore affinamento della presa a trappola che sfrutta l'*effetto Coanda*, tipico degli impianti dei giacimenti minerari, 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 inox, 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. L'acqua cade attraverso la griglia, mentre i pesci e il materiale trasportato dall'acqua sono scaricati a valle alla base della griglia.

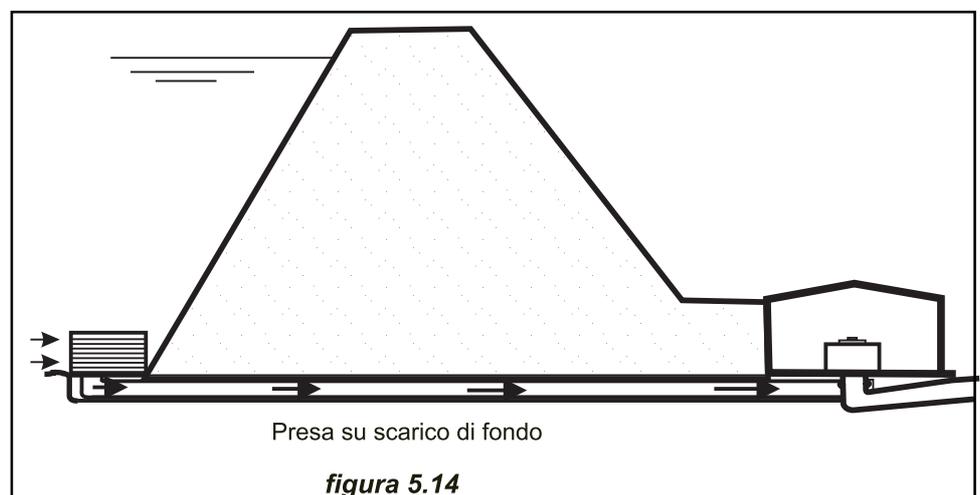
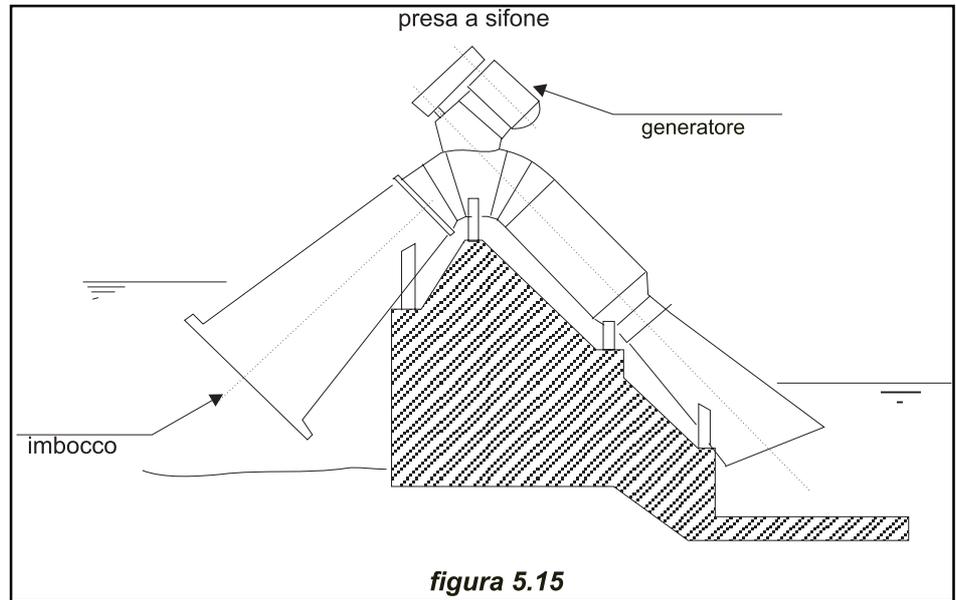
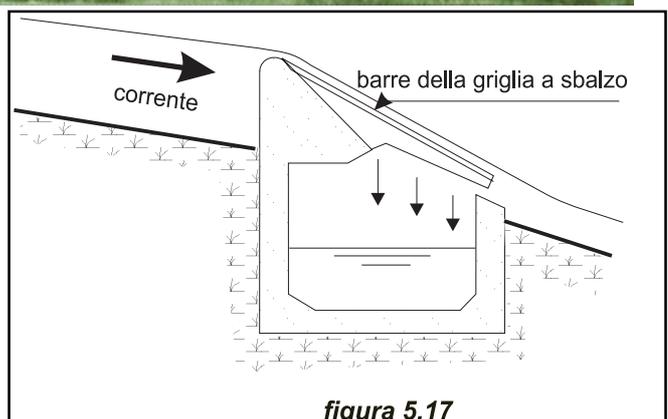
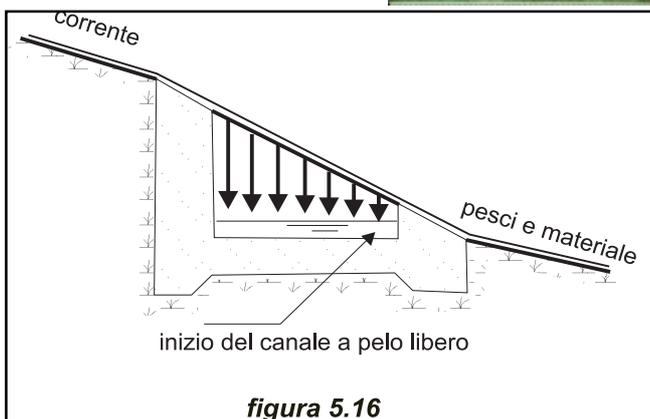


figura 5.14



fotografia 5.8



fotografia 5.9

Questo tipo di presa è in grado di rimuovere il 50% 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 DULAS¹¹.

5.2.1.2 Ubicazione della presa

La posizione della presa dipende da molti fattori tra cui le caratteristiche geotecniche del sito, il tipo di materiali trasportati, i vincoli ambientali (specialmente quelli relativi all'ittiofauna), la formazione di ghiaccio e così via.

fotografia 5.10

L'orientamento della presa rispetto alla corrente è un fattore cruciale per impedire l'accumulo di materiale sulla griglia, fonte di problemi di manutenzione e causa di fermi impianto.

La migliore disposizione⁹ è quella con l'asse maggiore della presa parallela allo scarico di superficie (figura 5.1) cosicché durante le piene la corrente trascina il materiale sullo scarico di superficie. È bene che la bocca di presa non sia collocata in una zona d'acqua morta lontana dallo scarico di superficie, perché i vortici e le correnti parassite, tipiche di queste zone, fanno accumulare materiale davanti alla bocca di presa. Se per qualsiasi ragione si debba disporre la presa parallela allo scaricatore di superficie, è preferibile che sia vicino a quest'ultimo, in modo che l'operatore possa sospingere il materiale depositato nel filo della corrente che passa sopra lo scaricatore (vedi fotografia 5.10 relativa ad un periodo di magra quando l'intera portata del fiume è captata).

Le principali opere complementari della presa sono:

- una griglia per minimizzare l'ingresso nell'impianto di materiale grossolano;
- un dissabbiatore per eliminare la frazione fine trasportata dal fiume (all'incirca fino 0,2 mm di diametro delle particelle);
- un sistema di sghiaimento per allontanare tutto il materiale depositato a tergo delle griglie e del dissabbiatore (sabbia, ghiaia, ciottoli) con la minima perdita di acqua captata;
- uno scaricatore di superficie, le cui funzioni e caratteristiche sono già state descritte in dettaglio al punto 5.1.3.

5.2.2 Bacino di carico

Il bacino di carico non è altro che una variante delle prese convenzionali collocato però alla fine del canale di carico, sebbene talvolta lo sostituisca. La sua progettazione, dal momento che deve alimentare direttamente la condotta forzata in pressione è soggetta a vincoli idraulici più stringenti rispetto ad una presa convenzionale.

Nei piccoli impianti, anche in quelli ad alta caduta, la condotta forzata parte orizzontale dalla camera di carico per poi allinearsi al pendio mediante una curva. Il progetto della camera di carico è diverso a seconda che essa sia parte di un impianto ad alta o a bassa caduta: in questi ultimi una progettazione idraulica accurata (solitamente più costosa di una scadente) ha senso, perché le perdite di carico alla presa sono confrontabili con il salto lordo. Negli impianti ad alta caduta il valore dell'energia perduta alla presa è piccola rispetto al salto totale ed il costo di un aumento delle dimensioni del bacino di carico per ridurre la velocità è migliorare l'idraulica del sistema può essere non giustificato.

In un bacino di carico è bene distinguere i seguenti componenti:

- il profilo delle sponde e delle platee che adducono alla griglia, progettati in modo da minimizzare le perdite di carico;
- la transizione dalla sezione rettangolare in griglia alla sezione circolare della condotta forzata;
- le pile di sostegno delle opere elettromeccaniche (griglie, sgrigliatori, paratoie, etc.);
- dispositivi per la soppressione dei vortici e per rendere uniforme il flusso in ingresso.

Il profilo di transizione influenza in modo decisivo l'efficienza del sistema. La velocità nel bacino di carico varia 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, inoltre accresce le perdite di carico. Purtroppo un'accelerazione costante con piccole perdite di carico richiede una presa complessa costruttivamente e lunga, e perciò troppo 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.

Il settore ricerche del Energy, Mines and Resources del Canada¹⁰, 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 nella selezione della geometria ottima del bacino di carico.

I risultati hanno dimostrato che il risparmio ottenuto con bacini più corti e compatti è superiore alle perdite in fase d'esercizio dovute alle maggiori perdite di carico.

L'analisi costi/benefici suggerisce pertanto il progetto di un bacino compatto (è risultato che la lunghezza del bacino non pesi molto tra i fattori che determinano le perdite di carico totali) con zone di transizione composte da uno o due piani come mostra la figura 5.18 (alternativa 2 dello studio citato). 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:

$$\Delta h = 0,19 V^2 / 2g \quad (5.2)$$

dove V è la velocità nella condotta (m/s).

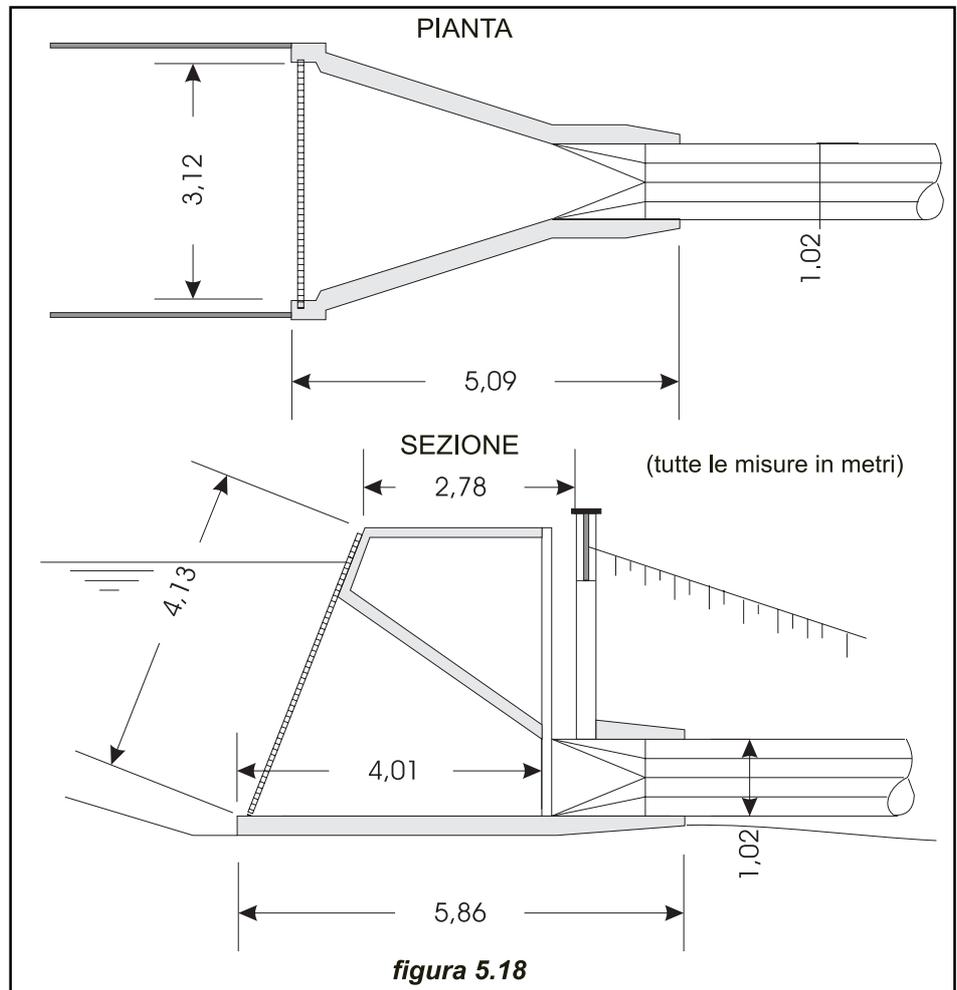
Una buona camera di carico non deve solo minimizzare le perdite di carico, ma anche evitare lo sviluppo di vortici, poiché influenzano negativamente le prestazioni delle turbine, specialmente di quella a bulbo e a pozzo. Di fatto i vortici:

- 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.
- Trascinano materiale dentro la camera di carico.

I criteri da seguire per evitare la formazione di vortici sono ben lungi 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 correnti parassite.
- 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

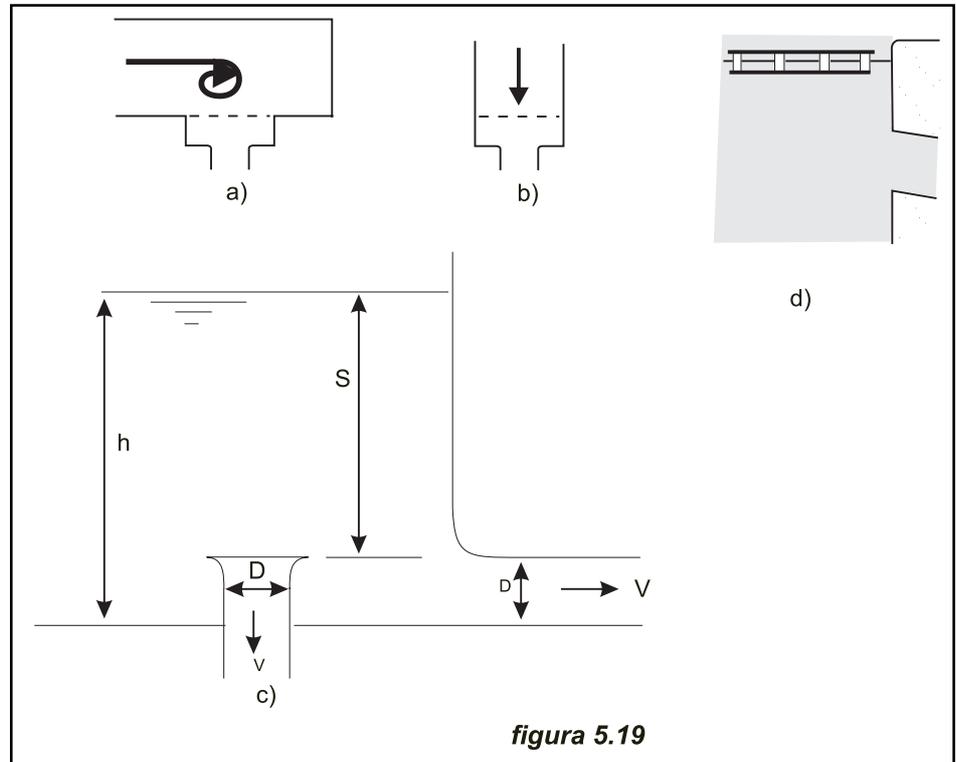


(figura 5.19.a) genera più facilmente vortici di una simmetrica (figura 5.19.b). Pertanto, se l'imbocco è sufficientemente profondo e la corrente è uniforme, viene ridotta la formazione di vortici.

Secondo gli studi condotti da Gulliver, Rindels e Liblom (1986) ai laboratori d'idraulica di St. Anthony Falls, i vortici non si formano se (figura 5.19)

$$S > 0,7 D \text{ e } N_F = \frac{V}{\sqrt{gD}} < 0,5$$

Se, pur mettendo in pratica le raccomandazioni descritte sopra, si verifica la formazione di vortici alla messa in servizio dell'impianto e se non fosse possibile procedere ad un maggior scavo per aumentare la sommersenza dell'imbocco della condotta forzata o aumentare il diametro, la situazione può essere migliorata installando una zattera galleggiante che annulla il momento angolare della corrente sulla superficie dell'acqua (figura 5.19.d).



5.2.3 Opere elettromeccaniche alla presa

5.2.3.1 Dispositivi per limitare l'ingresso di materiale

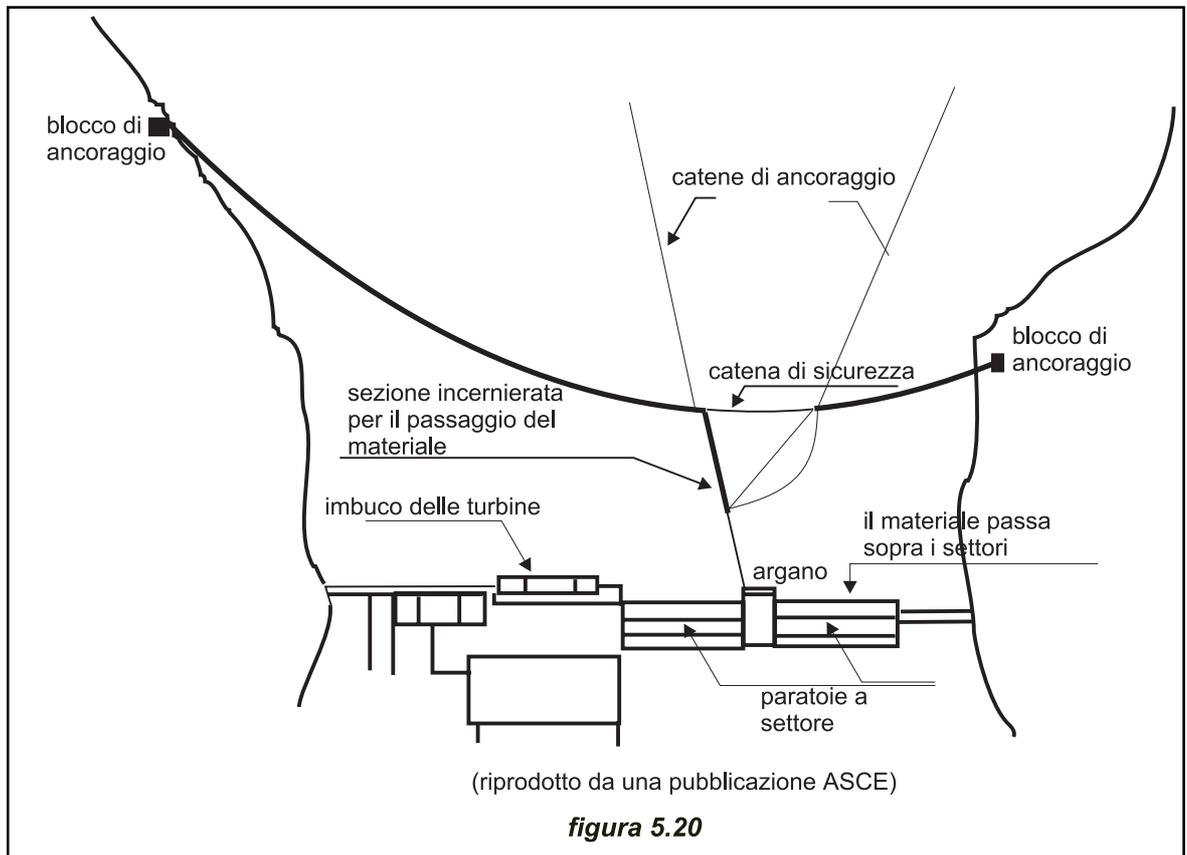
Una delle principali funzioni delle prese è quella di minimizzare l'ingresso del materiale trasportato dall'acqua in arrivo; a questo scopo all'ingresso dell'opera di presa viene collocata una griglia per evitare appunto che corpi galleggianti e grosse pietre possano entrare nell'impianto. La griglia 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 in acciaio inox o in 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 inox oppure alloggiare 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

fotografia 5.11

essere completamente intasata e quindi si deve calcolare la struttura di sostegno in modo che resista senza eccessive deformazioni ad un carico pari alla pressione totale dell'acqua esercitata sull'intera area della griglia. Nel caso in cui il fiume trasporti molti detriti, le griglie sono precedute da sistemi paragaleggianti. Nella loro forma più semplice essi sono costituiti da pezzi di legno uniti testa a testa con cavi o catene. I paragaleggianti più sofisticati sono realizzati con strutture prefabbricate in acciaio o in plastica (fotografie 5.11 e 5.12) sostenuti da cavi d'acciaio. La collocazione dei paragaleggianti 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 paragaleggianti 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 paragaleggiante è imperniata alla parte fissa, affinché gli argani possano

fotografia 5.12



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 superficie totale della griglia sarà data dalla relazione:

$$S = \frac{1}{K_1} \left(\frac{b+a}{a} \right) \frac{Q}{V_o \sin \alpha} \quad (5.4)$$

dove:

S = area totale della parte sommersa della griglia.

Q = portata di calcolo.

V_o = velocità di ingresso.

b = larghezza delle barre.

a = spazio tra le barre.

K_1 = coefficiente riferito al parziale intasamento della griglia: 0,2-0,3 in assenza di sgrigliatore automatico; 0,40-0,60 per sgrigliatori automatici con intervento temporizzato; 0,80-0,85 per sgrigliatori automatici con sensori differenziali di livello e temporizzatore.

α = angolo di inclinazione della griglia sull'orizzontale.

Negli impianti a bassissima caduta la griglia è, in molti casi, la principale causa di perdita di carico. Una delle formule empiriche utilizzate per calcolare le perdite di

carico causate dal passaggio dell'acqua attraverso una griglia, quella di Kirchmer, è valida solo nel caso che la corrente sia perpendicolare alla griglia. Negli altri casi le perdite aumentano progressivamente con l'angolo d'inclinazione, potendo raggiungere un valore fino a 18 volte superiore rispetto a quello della formula di Kirchmer dove le perdite sono:

$$h_f = K_2 \left(\frac{b}{a} \right)^{4/3} \frac{V_o^2}{2g} \text{sen}\alpha \quad (5.5)$$

dove:

h_f = perdite di carico in griglia, misurate in metri di colonna d'acqua.

K_2 = coefficiente di forma che dipende dalla forma delle barre

g = accelerazione di gravità.

V_o , b , a e α sono gli stessi parametri dell'equazione (5.4)

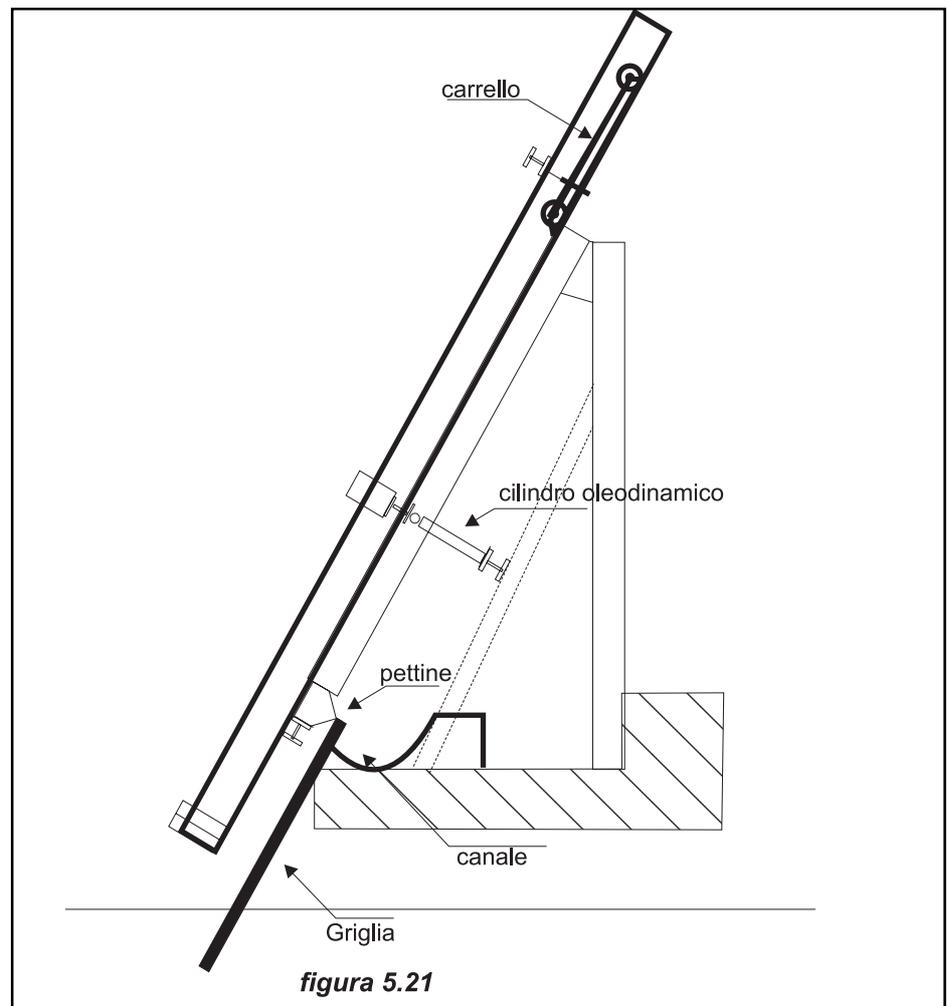
Per calcolare l'ulteriore perdita dovuta all'inclinazione della griglia rispetto alla corrente si può fare uso della seguente relazione:

$$h_\beta = \frac{V_o^2}{2g} \text{sen}\beta \quad (5.6)$$

dove h_β è sempre espressa in metri di colonna d'acqua, β è l'angolo che la corrente forma rispetto alla perpendicolare alla griglia ($\beta=90^\circ$ quando la griglia è posta nella parete del canale) e i parametri V_o e g sono quelli utilizzati in precedenza. Le perdite di carico totali in griglia sono la somma delle due. Qualora non sia possibile evitare che la corrente incida sulla griglia con un angolo acuto, è preferibile utilizzare barre di sezione circolare, la cui resistenza idraulica non aumenta con l'inclinazione della corrente. In generale è opportuno prendere precauzioni affinché la griglia non s'intasi poiché, per parziale e modesta che sia, dà sempre luogo a perdite di carico molto superiori a quelle prodotte dal passaggio dell'acqua attraverso le barre di una griglia pulita.

La griglia è bene sia rimovibile in caso di riparazioni e di manutenzioni, oltreché 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 al disopra del massimo livello dell'acqua. Negli impianti non presidiati e telecomandati devono essere installati sgrigliatori automatici. Essi possono essere progettati in modo da intervenire o ad intervalli di tempo prestabiliti o quando si verifica a cavallo della griglia una perdita di carico superiore ad una soglia preimpostata. In questo secondo caso un sensore misura la perdita attraverso la griglia; quando un accumulo di materiale contro la griglia provoca un aumento della differenza di livello a cavallo della griglia, interviene lo sgrigliatore automatico.

Lo sgrigliatore in figura 5.21 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 rebbi, montati su un supporto in poliammide, che impegnano gli 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 facilitarvi 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, lo sgrigliatore è montato su una struttura semovente su rotaie. 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 5.13).

Un tipo di sgrigliatore meno diffuso è rappresentato in figura 5.22. Una catena azionata oleodinamicamente fa passare dei denti metallici tra le barre della griglia. I denti, raggiunta la sommità della griglia, scaricano il materiale in un nastro trasportatore che automaticamente li allontana.



fotografia 5.13

La figura 5.23 illustra un tipo di sgrigliatore molto particolare installato alla presa a sifone del bacino di "Le Pouzin". Inizialmente non era previsto alcuno sgrigliatore automatico poiché la griglia era collocata molto vicina allo scaricatore di superficie e l'impianto era presidiato. Le barre della griglia erano disposte orizzontalmente e si riteneva che la corrente potesse trascinare facilmente il materiale. Ciò nonostante si osservò che la griglia si intasava troppo spesso e perciò venne progettato uno speciale sgrigliatore orizzontale.

Esso inizia il movimento di pulizia da monte e prosegue verso valle, in modo che la corrente sopra lo scaricatore di superficie contribuisca a pulire la griglia. Un carrello ad azionamento elettrico sposta lo sgrigliatore, mentre il movimento di avvicinamento alla griglia viene fornito tramite una vite senza fine.

5.2.3.2 Controllo dei sedimenti

Come esaminato in dettaglio al punto 5.2.1.2, la posizione delle opere di presa è particolarmente importante per quanto attiene al controllo dei sedimenti. I canali a pelo libero hanno la tendenza a depositare materiale nella parte interna della curva, ma quando la presa è posta all'esterno della curva le

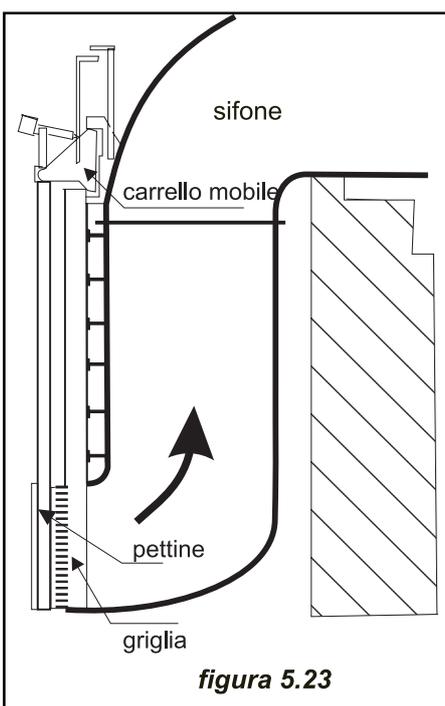


figura 5.23

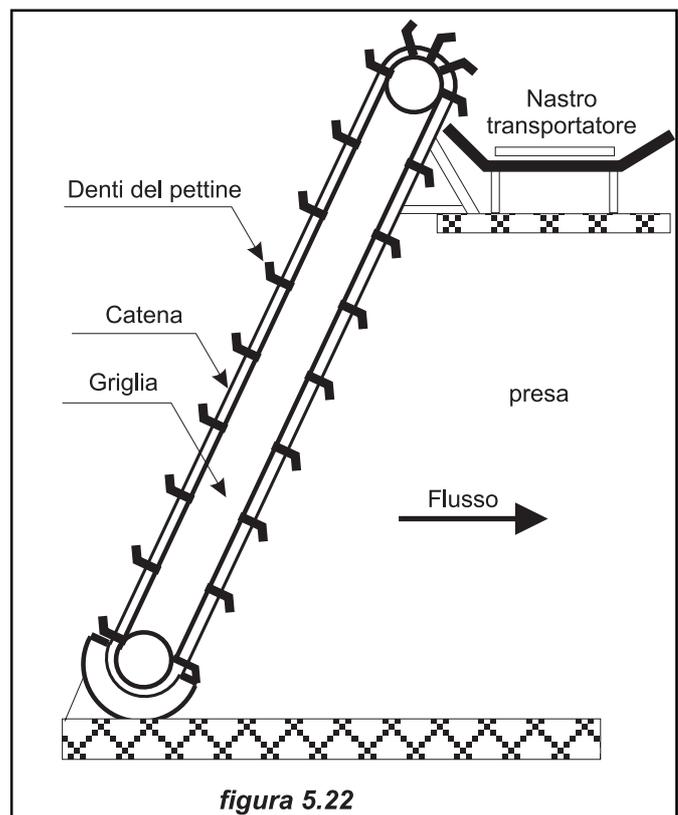
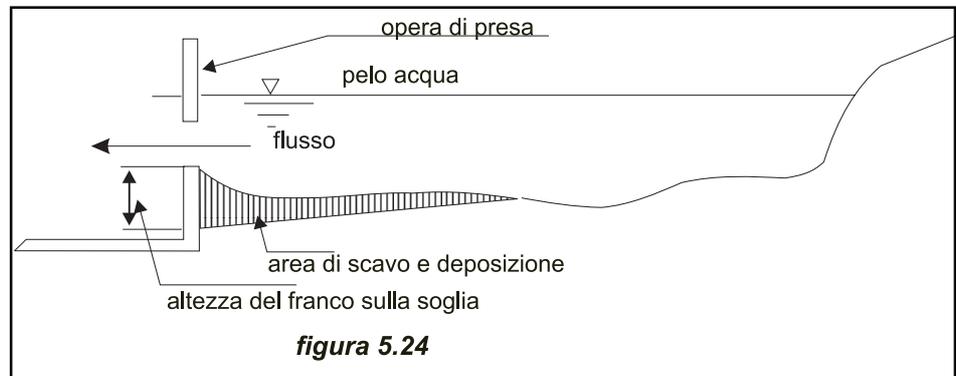


figura 5.22



piene possono danneggiarla. Per evitare questo problema la miglior soluzione è collocare la presa in un tratto di fiume il più possibile rettilineo. Il progetto di una presa con esclusivo riguardo all'eliminazione dell'inghiaiamento può essere controproducente per altri aspetti, come la conservazione della fauna ittica. Per esempio, la limitazione della velocità presso la griglia per consentire ai pesci più piccoli di non essere risucchiati ha come risultato la sedimentazione di materiale, fino ad ostruire la bocca di presa. Collocare la presa in punti in cui l'alveo è scavato in roccia consentirebbe di evitare l'ingresso di sedimenti nella bocca di presa, ma d'altra parte i costi di costruzione ne risulterebbero molto accresciuti. La figura 5.24 raffigura la platea di una presa sporgente rispetto al fondo alveo, allo scopo di ridurre l'ingresso del trasporto solido di fondo e del materiale sospeso più pesante.

Tenere la soglia di presa al di fuori del fondo alveo, per evitare che scivoli dentro il materiale dal fondo alveo, ed utilizzare lo scaricatore per sghaiare il materiale che altrimenti si accumulerebbe a tergo delle bocche di presa sono due accorgimenti costruttivi validi.

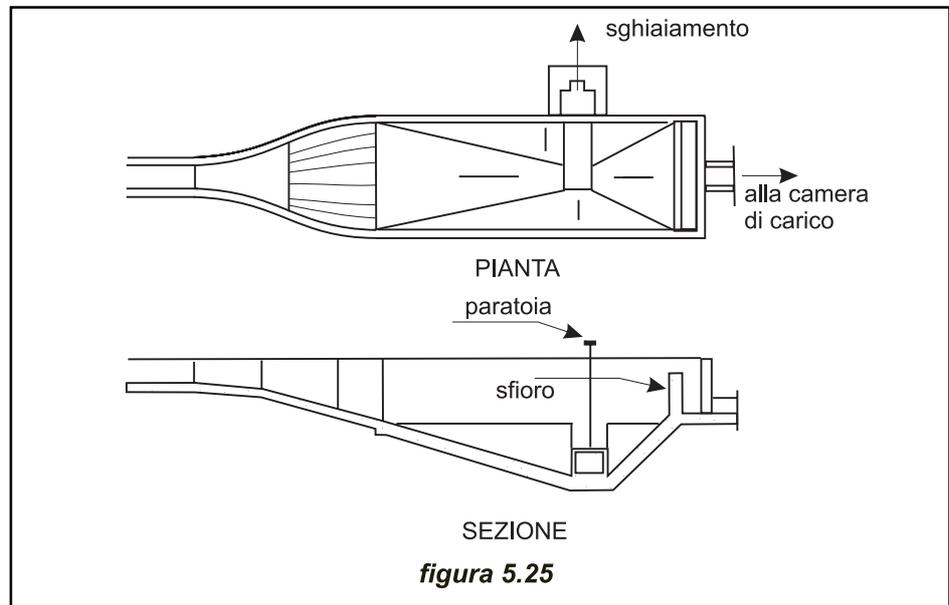
Quando ci si aspetta il trasporto nella presa di quantità significative di materiale in sospensione, le particelle di maggiori dimensioni devono essere rimosse con un dissabbiatore.

Esso deve essere collocato immediatamente a valle della presa, dove la velocità si riduce. Un dissabbiatore ben progettato consente di rimuovere tutte le particelle di dimensioni superiori a 0,2 mm ed un parte considerevole di quelle comprese tra 0,1 e 0,2 mm. Queste strutture sono essenziali per salti superiori a 100 m. Un buon esempio di dissabbiatore dotato di un adeguato sistema di rimozione del deposito e caratterizzato da una discreta decelerazione della corrente è mostrato in figura 5.25.

Recentemente sono apparsi sul mercato nuovi sistemi di dissabbiamento che minimizzano il tempo di sghaiamento e le perdite d'acqua in questa operazione. Uno di questi, SSSS (Serpent Sediment Sluicing System) è stato descritto in dettaglio al numero 9 della Primavera-Estate 1993 di ESHA Info.

5.2.3.3 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 in legno.
- Paratoie piane a strisciamento in ghisa, acciaio, materiale plastico o legno.
- Paratoie a ventola con o senza contrappesi.
- Valvole a sfera, rotative, a foderò, a farfalla.

Pressoché senza eccezioni, la camera di carico comprende una paratoia o una valvola di guardia posta a monte della turbina che chiude per consentire lo svuotamento dell'acqua dall'adduzione 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 a calato entro gargami. 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, separati una dall'altra da 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 in ghisa sono quelle usate più di frequente per luci inferiori ai 2 m². Per luci maggiori le paratoie in acciaio sono più economiche. Le paratoie piane si usano raramente sulle condotte forzate a causa dei lunghi tempi

fotografia 5.14*fotografia 5.15*

di chiusura. Il corpo della paratoia scorre tra due guide: se la pressione è molto alta il corpo della paratoia è spinto contro le guide e la movimentazione della paratoia diventa difficoltosa. Per superare questo problema si utilizzano corpi paratoia cuneiformi (figura 5.26) in modo che la guarnizione prenda contatto lungo tutta la superficie delle guide e diminuisca l'attrito. Per garantire una buona tenuta nelle paratoie piane sono utilizzati differenti tipi di guarnizioni di gomma: esse possono essere in gomma naturale, o in compositi butadiene-stirene o cloroprene.

Piccole paratoie piane a strisciamento possono essere movimentate a mano mediante un volantino (fotografia 5.14) oppure motorizzate con cilindro oleodinamico (fotografia 5.15).

Nella valvola a farfalla un otturatore a forma di lente, montato su un albero, ruota fino ad occludere la luce di passaggio (figura 5.27). 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 sono costruttivamente semplici e robuste, possono essere azionate manualmente od oleodinamicamente. La fotografia 5.16 rappresenta una valvola a farfalla, comandata oleodinamicamente, con un sistema ausiliario di apertura ed un contrappeso, installata all'ingresso di una piccola turbina Francis.

Le valvole a sfera e rotative (figura 5.28) danno minori perdite di carico rispetto alle valvole a saracinesca o alle valvole a farfalla: anch'esse sono molto diffuse, malgrado il loro maggior costo.

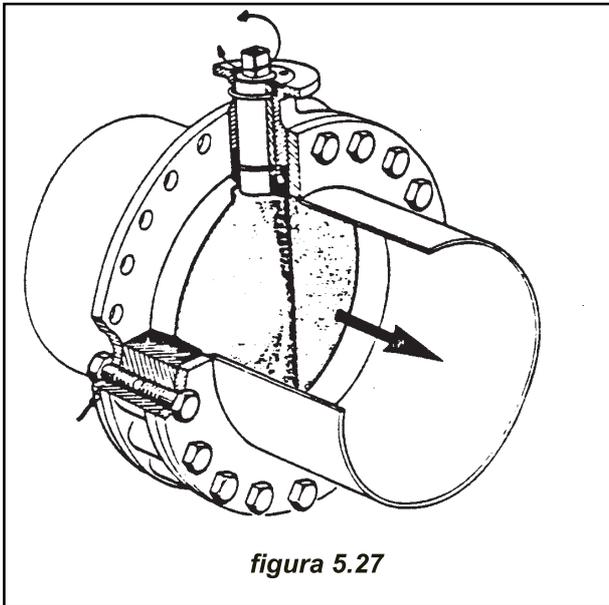


figura 5.27

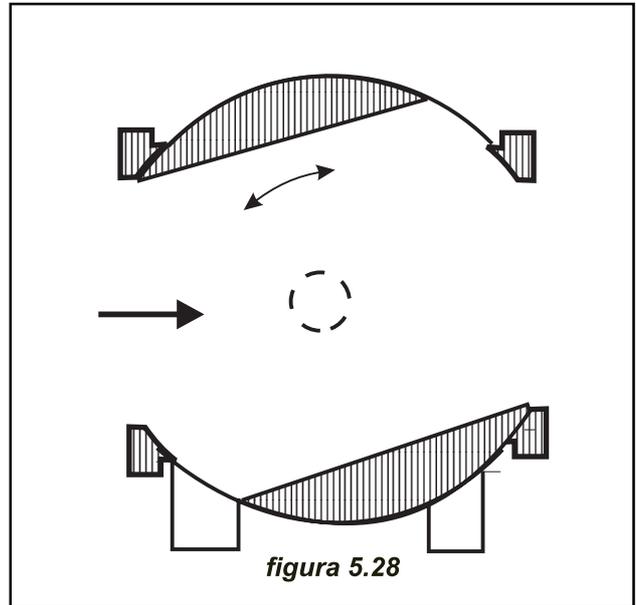


figura 5.28

Le paratoie radiali, o a settore (figura 5.29), di concezione ed uso completamente differente, consentono di realizzare un ciglio sfiorante a quota variabile ed anche un eccellente controllo dei livelli di monte e di valle. Nella fotografia 5.17 si vede l'alloggiamento di una paratoia a settore nelle pile in calcestruzzo. Le paratoie a settore sono manovrate in modo da far passare l'acqua sotto il corpo della paratoia. Il settore circolare che costituisce la faccia di monte è concentrico 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

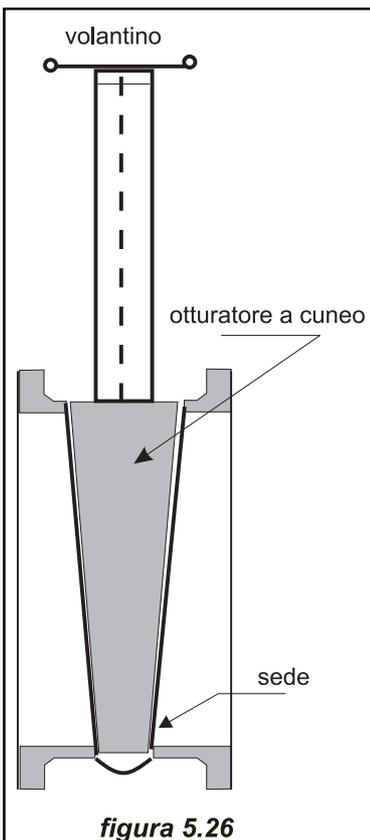
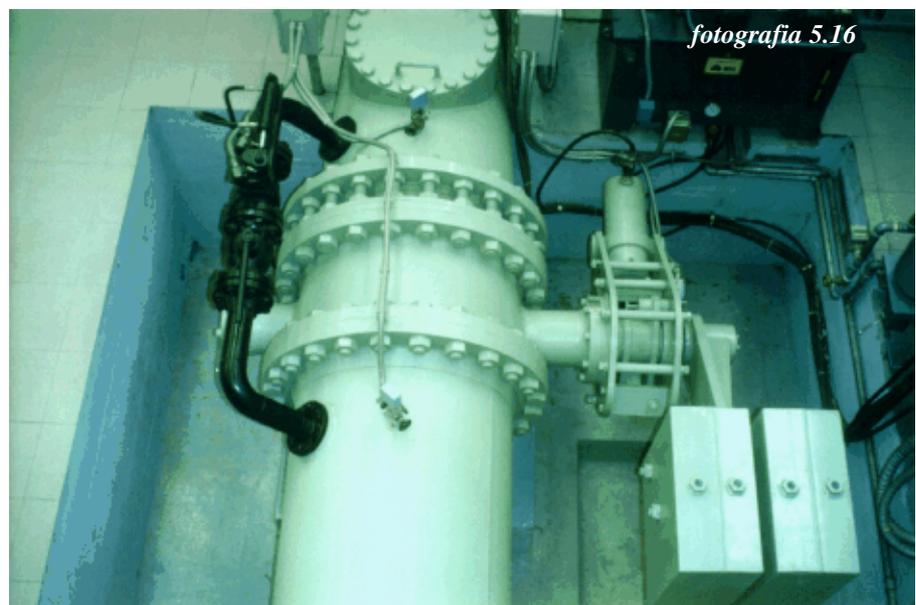
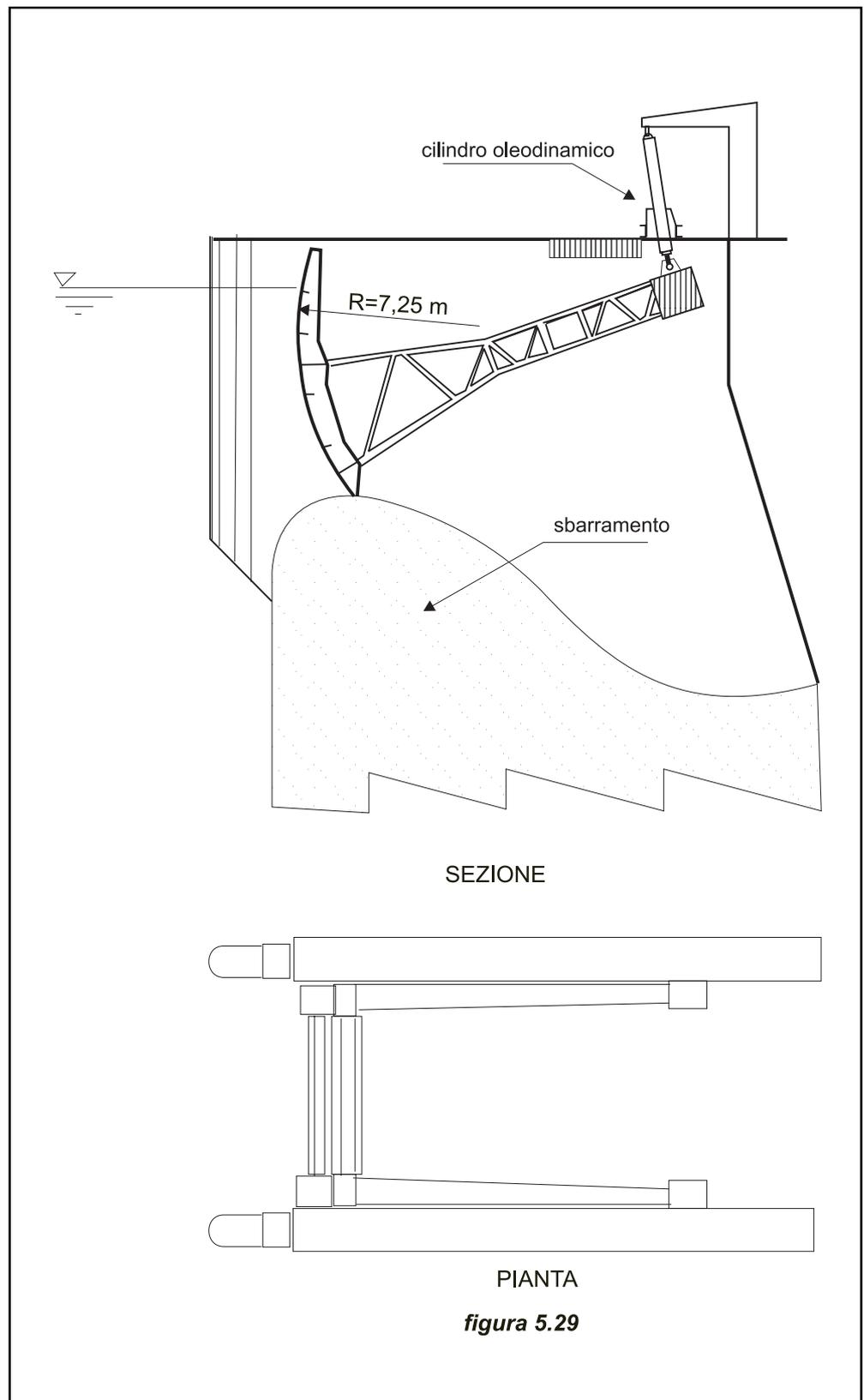


figura 5.26



fotografia 5.16



fotografia 5.17



impiegati per la regolazione. Per ulteriori dettagli si veda il Capitolo 2, sezione 2.2.4 e la bibliografia citata.

5.2.4 Canali a pelo libero

La portata convogliata da un canale è funzione della forma della sezione, della pendenza e della scabrezza. I canali naturali normalmente sono molto irregolari sia come forma sia come scabrezza, le quali sono 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 accurati con i principi già enunciati. La tabella 2.4 del Capitolo 2 illustra le proprietà geometriche fondamentali delle diverse sezioni di canale.

Nei piccoli impianti idroelettrici il moto nei canali è turbolento e pertanto si può utilizzare l'equazione di Manning.

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} = \frac{A^{5/3} \cdot S^{1/2}}{n \cdot P^{2/3}} \quad (5.7)$$

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:

$$S = \left(\frac{Q \cdot n \cdot P^{2/3}}{A^{5/3}} \right)^2 = \left(\frac{Q \cdot n}{AR^{2/3}} \right)^2 \quad (5.8)$$

L'equazione 5.7 vale per unità di misura S.I.. Utilizzando le unità di misura anglosassoni l'equazione si modifica così:

$$Q = \frac{1,49A^{5/3} \cdot S^{1/2}}{n \cdot P^{2/3}}$$

dove Q è in ft³/s, A in ft² e P in ft. n ha lo stesso valore che in unità SI.

Tabella 5.1 Valori tipici del coefficiente di Manning

Tipo di canale	N° di Manning
Canali in terra	
Pulito	0,022
Ghiaia	0,025
Inerbito	0,030
Ciottoli, sassi	0,035
Canali artificiali rivestiti	
Ottone	0,011
Acciaio saldato	0,012
Acciaio verniciato	0,014
Acciaio chiodato	0,015
Ghisa	0,013
Calcestruzzo liscio accuratamente	0,012
Calcestruzzo non liscio	0,014
Legno piallato	0,012
Mattonelle	0,014
Laterizio	0,015
Asfalto	0,016
Metallo corrugato	0,022
Muratura in breccia	0,025

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). Questo è strettamente vero solo se il livello dell'acqua raggiunge la testa 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 le onde trascinino 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 pelo acqua di progetto, con un minimo di 15 cm. Un modo per evitare l'erosione dai canali è quello di prevedere degli sfioratori ad intervalli adeguati: ogni eccesso di acqua in arrivo è scaricato, attraverso lo sfioratore, in un corso d'acqua esistente o in apposito canale di scolo.

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, mentre terreni sabbiosi richiedono sponde meno pendenti, 1/2.

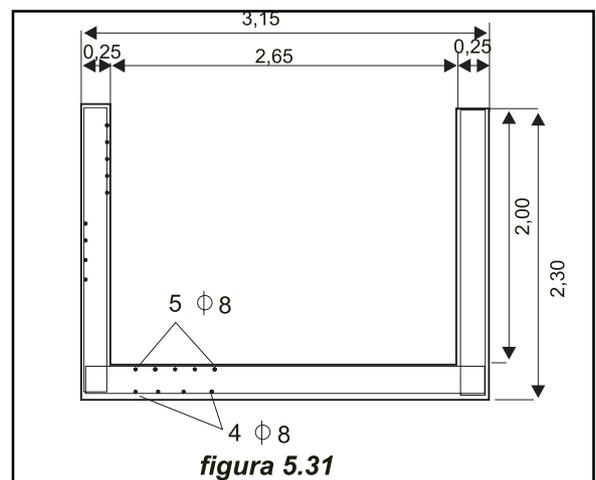
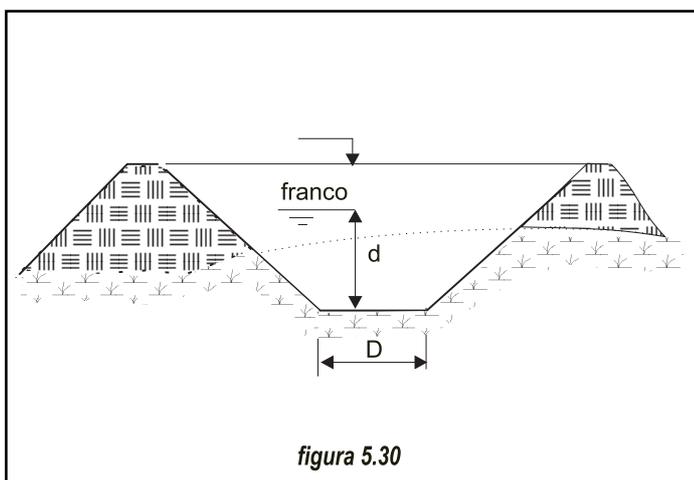
La tabella 5.2 definisce in funzione della profondità dell'acqua "y" la sezione trasversale ottima insieme ai parametri che la identificano.

Tabella 5.2

Sezione	Area A	Perimetro Bagnato P	Raggio Idraulico R	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	$2,83 y$	$0,354 y$	$2 y$	$0,500 y$
Semicircolare	$0,5 \cdot \pi \cdot y^2$	πy	$0,500 y$	$2 y$	$0,5 \cdot \pi \cdot y$

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 5.30. 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 di onde provocate da improvvisa chiusura degli organi di manovra o aumento dei tiranti idrici durante piogge intense, 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 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. Nei canali in terra, se la temperatura dell'acqua si avvicina ai 20 °C, è necessaria una velocità minima della corrente di 0,7 m/s perché non crescono le piante. Se il canale non è rivestito ed è realizzato in suoli sabbiosi la velocità deve scendere a 0,4-0,6 m/s. Canali rivestiti in calcestruzzo possono sopportare senza pericolo velocità dell'acqua pulita fino a 10 m/s. Anche se l'acqua contiene sabbia, ghiaia o ciottoli, sono accettabili velocità fino a 4 m/s. Per mantenere sabbia fine e limo in sospensione dopo l'opera di presa necessitano invece velocità di almeno 0,3-0,5 m/s.

Se il terreno è roccioso le sponde possono essere verticali; in argilla dura si può arrivare ad una pendenza di 0,25/1 (h/v), mentre su suoli sabbiosi non si supera 2/1 (h/v).

Negli impianti di alta montagna i canali sono solitamente realizzati in calcestruzzo armato, che per esigenze estetiche ed ambientali sono assoggettati ad interventi di mitigazione ambientale quali il rivestimento e la rivegetazione. La figura 5.31 illustra la sezione schematica del canale rettangolare in calcestruzzo armato dell'impianto di Cordiñanes, cui si è accennato al Capitolo 4 e la fotografia 5.18 mostra il canale non ancora coperto con una soletta in 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 seguenti, una volta scelta la sezione del canale è semplice calcolare la massima portata convogliabile.

Esempio 5.1

Assumendo un'altezza d'acqua di 1 m, una larghezza di base del canale di 1,5 m, una pendenza delle scarpe 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 2.4 per $b=1,5$ $z=1/2$ e $y=1$ si ha:

$$A=(1,5+0,5 \times 1) \times 1=2 \text{ m}^2; \quad P=1,5+2 \times \sqrt{1+0,5^2}=3,736 \text{ m}$$

Applicando la 5.6 per $A=2 \text{ m}^2$ e $P=3,736 \text{ m}$ si ha:

$$Q=\frac{1}{0,015} \times \frac{2^{5/3}}{3,736^{2/3}} \times \sqrt{0,001}=2,78 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V=Q/A=2,78/2=1,39 \text{ m/s}$$

Esempio 5.2

Determinare la pendenza di un canale conoscendone le dimensioni e la portata convogliata.

Si studi un canale rivestito con cemento liscio ($n=0,011$) con larghezza di base 2 m inclinazione delle sponde 1/2 (v/h) ed un'altezza d'acqua di moto uniforme di 1,2 m. La portata d'interesse è 17,5 m³/s.

Applicando la formula di tabella 2.4 e l'equazione 5.6 si ottiene:

$$S=\left(\frac{17,5 \cdot 0,011}{5,28 \cdot 0,717^{2/3}}\right)^2=0,002$$

fotografia 5.18



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 trapezio ha larghezza di base 3 m e pendenza delle sponde 1,5/1. Il canale è rivestito con calcestruzzo non liscio e la sua pendenza è 0,0016, mentre la portata convogliata è di 21 m³/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:

$$A=(b+zy)y=(3+1,5y)y$$

$$P=b+2y(1+z^2)^{0,5}=3+3,6y$$

Si calcoli il fattore di sezione per diversi valori di y, fino a trovarne uno che si avvicini a 6,875:

Per y=1,5 m	A=7,875	R=0,937	A·R ^{2/3} =7,539
Per y=1,4 m	A=7,140	R=0,887	A·R ^{2/3} =6,553
Per y=1,43 m	A=7,357	R=0,902	A·R ^{2/3} =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 m², 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 5.1.
- Calcolare il fattore di sezione $A \cdot R^{2/3} = n \cdot Q / S^{1/2}$ con i parametri noti del secondo membro.
- Se è richiesto l'uso di una sezione ottima si utilizzano i valori della tabella 5.2, altrimenti i valori di tabella 2.4.
- Verificare che la velocità sia sufficiente 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 trapezio per una portata di 11 m³/s. Il canale sarà rivestito con calcestruzzo liscio 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 d per tentativi, come nell'esempio 5.3

$$y=0,77 \text{ m} \quad A=5,806 \text{ m}^2$$

5. Calcolare la velocità

$$V=11/5,806=1,89 \text{ m/s} \quad \text{OK}$$

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 percorrere tutti gli stadi in un solo colpo.

Prima di stabilire definitivamente il tracciato del canale il geologo deve studiare con attenzione la geomorfologia del terreno. A questo proposito richiamiamo l'attenzione dei progettisti sui disastri descritti nel Capitolo 4, sezione 4.4. La fotografia 4.11 messa a disposizione da F. Isambert illustra chiaramente come le sottopressioni possono facilmente ridurre un canale di carico largo 6 m e lungo 500 m al servizio di un impianto da 2 MW. Il canale si snodava lungo il corso d'acqua ed 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.

5.2.4.1 Superamento di ostacoli

Lungo il tracciato di un canale si possono incontrare degli ostacoli cui sarà necessario, per poter proseguire, passare sopra, sotto od aggirare.

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 le medesime pendenze, sorretto da pile in calcestruzzo armato o in acciaio oppure realizzato in unica campata con strutture reticolari. I tubi in acciaio sono spesso la miglior soluzione



fotografia 5.19

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 5.19 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.

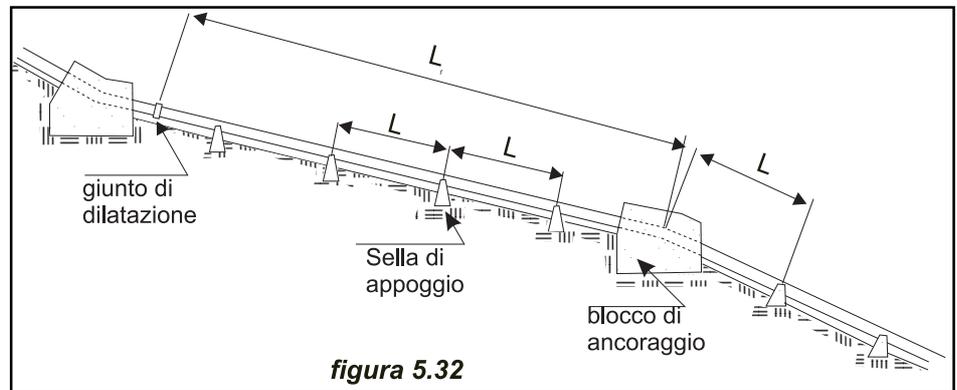
5.2.5 Condotte forzate

5.2.5.1 Disposizione generale e scelta dei materiali

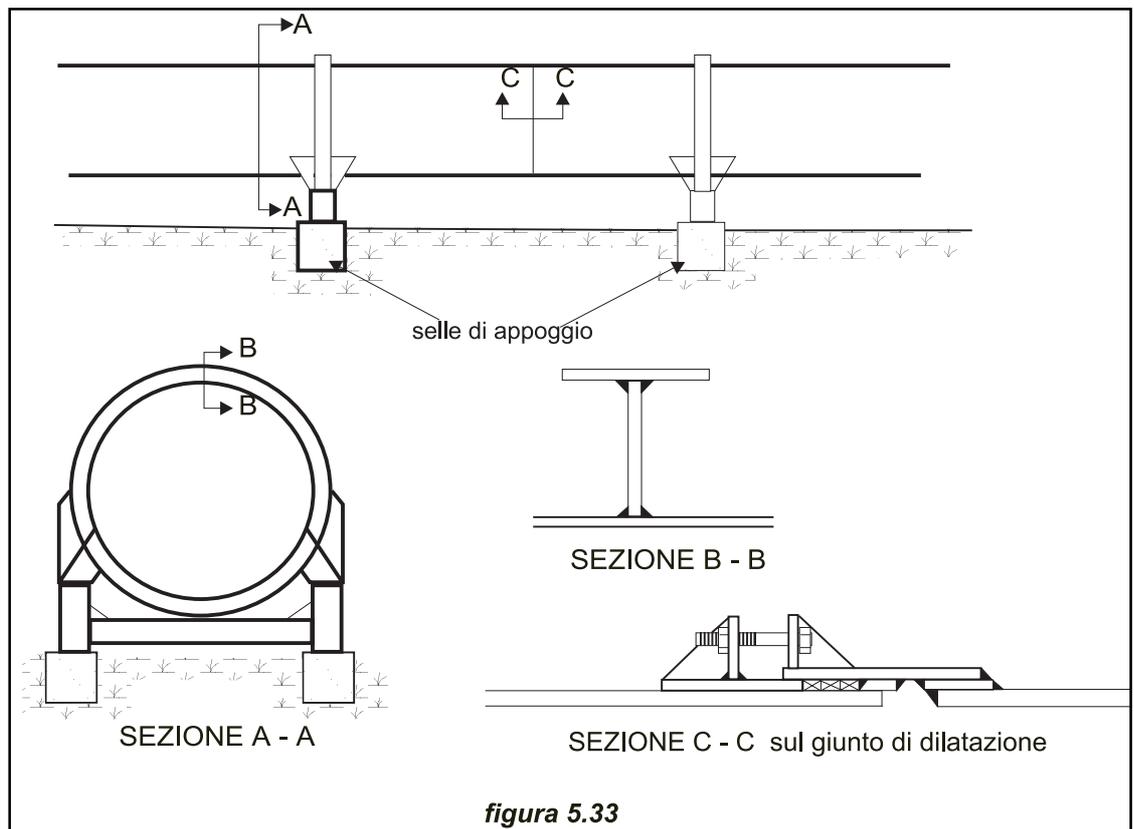
Lo scopo di una condotta forzata, convogliare l'acqua dalla presa alla centrale, può sembrare facile, considerando la familiarità che si ha con le tubazioni per la condotta d'acqua, tuttavia scegliere la disposizione generale più economica per una condotta non è così semplice.

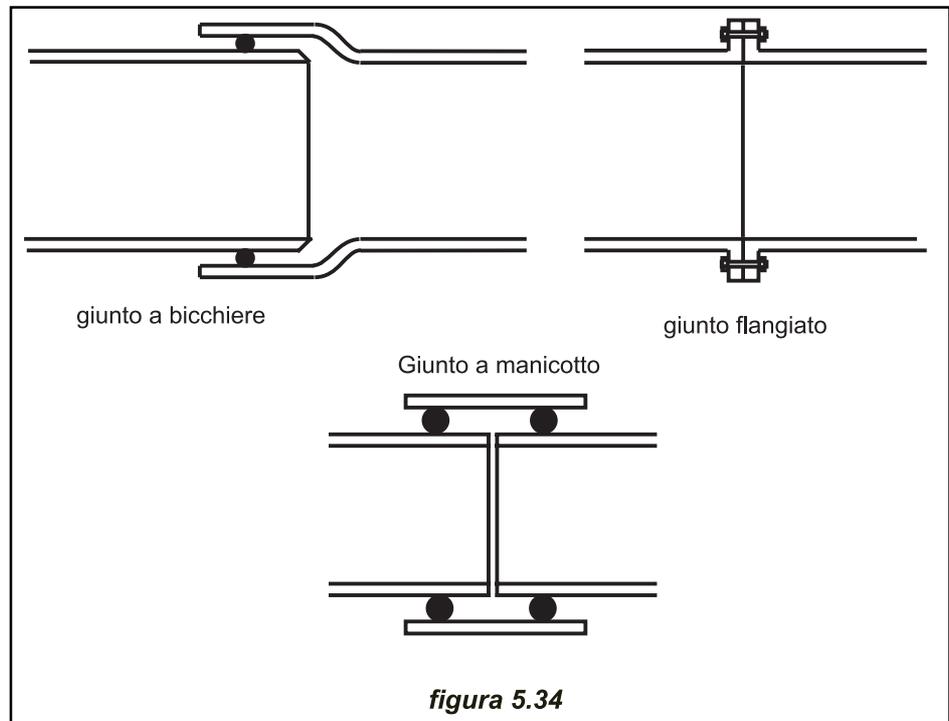
Le condotte possono essere interrato o fuori terra in dipendenza da fattori, come la natura del terreno, il materiale della condotta, la temperatura ambiente ed i vincoli ambientali.

Per esempio, un tubo di piccolo diametro in PVC si può stendere sul terreno seguendone l'andamento previo un minimo di regolarizzazione. D'altra parte le



grandi condotte devono essere interrate, sempre che non ci siano da eseguire troppi scavi in roccia. Il letto di sabbia e ghiaia, che si stende sotto ed attorno a parte della condotta, forniscono un buon isolamento ed evitano blocchi d'ancoraggio e giunti di dilatazione. Le condotte interrate devono essere accuratamente verniciate 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 la soluzione è ottimale poiché il profilo del terreno può essere ripristinato completamente e la condotta non costituisce una barriera agli spostamenti della fauna.





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 ad ogni cambio di pendenza e con un giunto di dilatazione tra ciascun blocco (figura 5.32). 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. In questo caso è bene appoggiare i tratti rettilinei su selle metalliche, realizzate in modo da adattarsi al contorno del tubo e solitamente abbraccianti 120° del fondo tubo (fig. 5.33). Le selle possono essere tutte in lamiera d'acciaio con piatti di rinforzo e munite di fogli d'amianto o 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.

Se la soluzione scelta è quella di condotta con giunti a bicchiere e guarnizioni *O-ring* di tenuta, 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 automatica 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 ed *O-ring* di tenuta in gomma, che evitano le saldature in cantiere oppure flangiati e da imbullonare in sito (fig. 5.34); calcestruzzo semplice o precompresso; ghisa sferoidale con giunti a bicchiere ed *O-ring*; plastici rinforzati con fibre di vetro (PRFV); PVC o polietilene (PE). I tubi in plastica¹⁴ sono una soluzione molto attraente per medi salti (un tubo in PVC di diametro 400 mm si può utilizzare fino ad un massimo di 200 m di salto) poiché spesso sono più economici, più leggeri, più maneggevoli dei tubi in acciaio ed in più non richiedono rivestimenti protettivi contro la corrosione.

I tubi in PVC sono semplici da installare grazie al giunto a bicchiere ed 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 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 in PVC inoltre sono piuttosto fragili ed inadatti alla posa su terreni rocciosi.

Il polietilene a bassa e media densità (LDPE, MDPE) si utilizza da qualche tempo in impianti a bassa caduta. Negli ultimi anni ha fatto la sua apparizione sul mercato il polietilene ad alta densità (PEAD), che si può utilizzare per salti fino a 160 m. I tubi in PEAD sono relativamente pesanti, ma molto robusti. Essi sono saldati termicamente in opera con macchine speciali e sopportano senza danni anche il congelamento della condotta.

Le condotte sia in 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 notevole peso li rende di trasporto e movimentazione difficili e costosi, 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 in 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^{17,18}. 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 ²)×10 ⁹	Coeff. di dil. lineare a (m/m°C)×10 ⁻⁶	Resistenza ultima a trazione (N/m ²)×10 ⁶	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

5.2.5.2 Progetto idraulico e requisiti strutturali

Una condotta è definita dal materiale, dal diametro, dallo spessore della parete e dal tipo di giunto.

- Il materiale viene scelto sulla base delle condizioni del terreno, dell'accessibilità, del peso, del tipo di giunto e del costo.
- Il diametro è scelto in modo da ridurre ad un livello accettabile le perdite di carico.
- Lo spessore della parete è scelto in modo da resistere alla massima pressione interna d'acqua, ivi inclusa quella dovuta al colpo d'ariete.

a) 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 retrainabile da una portata Q ed un salto H è data dall'equazione:

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

dove Q è la portata in m³/s, H il salto netto in m, γ il peso specifico dell'acqua in kN/m³ 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 3% sono solitamente accettabili. In un approccio più rigoroso si sceglieranno alcuni diametri possibili elaborando la potenza resa e l'energia annua prodotta. Si calcolerà il valore attuale dell'energia resa nel corso della vita dell'impianto e lo si metterà in grafico per ciascun diametro

(figura 5.35). Si procederà poi al calcolo del costo della condotta, e al tracciamento del grafico relativo in funzione del diametro. Le curve dei costi d'esercizio C_e e di quelli della condotta C_t , sommati forniranno 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 l'equazione di Manning:

$$\frac{h_f}{L} = 10,3 \frac{n^2 Q^2}{D^{5,333}} \quad (5.9)$$

Esaminando l'equazione 5.9 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:

$$D = 2,69 \left(\frac{n^2 Q^2 L}{H} \right)^{0,1875} \quad (5.11)$$

Esempio 5.5

Un impianto ha un salto lordo di 85 m, una portata di 3 m³/s ed una condotta in acciaio saldato lunga 173 m. Calcolare il diametro in modo che le perdite distribuite non superino il 4% del salto lordo.

In base alla (5.11) si ha $D = 2,69 \left(\frac{3,00^2 \times 0,012^2 \times 173}{85} \right)^{0,1875} = 0,88 \text{ m}$ (5.11)

Scegliamo 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 5.36. La portata massima è di 3 m³/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 m² inclinata di 60° sull'orizzontale e dotata di barre d'acciaio inox di spessore 12 mm e interspazio 70 mm.

La velocità della corrente in arrivo sulla griglia è secondo la (5.4), ponendo $K_1=1$:

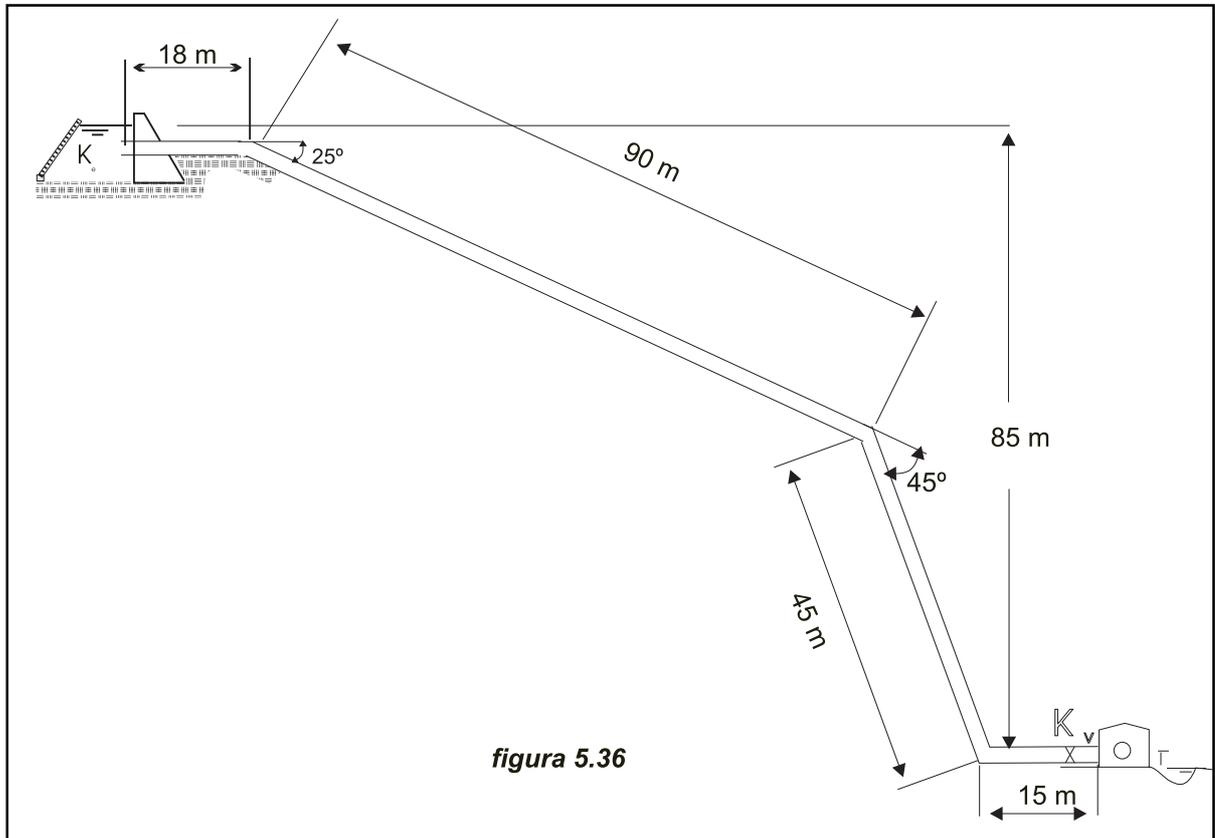


figura 5.36

$$V_0 = 3x \frac{70+12}{70} x \frac{1}{6} x \frac{1}{0,866} = 0,7 \text{ m/s}$$

Le perdite in griglia sono date dalle formule di Kirchmer:

$$h_f = 2,4x \left(\frac{12}{70} \right)^{4/3} x \frac{0,7^2}{2x9,81} x 0,866 = 0,0049 \text{ m}$$

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:

$$h_e = 0,08x \frac{3,82^2}{2x9,81} = 0,06 \text{ m}$$

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):

$$h_f = \frac{10,3x0,012^2 x3^2}{1,0^{5,333}} x173 = 2,30 \text{ m}$$

Il coefficiente K_b 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

$K_b=0,085$ e per la terza curva $K_b=0,12$: Le perdite nelle tre curve ammontano a:

$$(0,05 + 0,085 + 0,12) \times \frac{3,82^2}{2 \times 9,81} = 0,19 \text{ m}$$

La perdita attraverso la valvola a saracinesca è invece: $0,15 \times \frac{3,82^2}{2 \times 9,81} = 0,11 \text{ m}$

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

b) 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:

$$e = \frac{P_1 \cdot D}{2\sigma_f} \quad (5.12)$$

dove: e = spessore del tubo in mm
 P_1 = pressione idrostatica in kg/cm^2
 D = diametro interno del tubo
 σ_f = tensione ammissibile in kg/cm^2

Per i tubi in acciaio l'equazione si modifica così:

$$e = \frac{P_1 \cdot D}{2\sigma_f \cdot k_f} + es \quad (5.13)$$

dove:

es = sovrasspessore 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
 σ_f = tensione ammissibile ($1400 \text{ kg}/\text{cm}^2$)

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:

$$P_c = 882.500x\left(\frac{e}{D}\right)^3 \quad (5.14)$$

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:

$$d = 7,47 \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{P_c}}} \quad (5.15)$$

se $P_c \geq 0,49 \text{ kg/cm}^2$, altrimenti: $d=8,94 \sqrt{Q}$.

Improvvisi variazioni di portata possono verificarsi quando il gestore dell'impianto o il regolatore di 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^{19, 20}, 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:

$$c = \sqrt{\frac{k}{\left(1 + \frac{kD}{Et}\right)\rho}} \quad (5.16)$$

dove:

- $k =$ modulo di compressione cubica dell'acqua pari a $2,1 \times 10^9 \text{ N/m}^2$
- $E =$ modulo d'elasticità del materiale costituente la condotta (N/m^2)
- $t =$ spessore del tubo (mm)
- $D =$ diametro del tubo (mm)
- $\rho =$ densità dell'acqua (kg/m^3)

Il tempo impiegato dall'onda di pressione a percorrere l'intera condotta e tornare all'otturatore dopo una sua chiusura istantanea vale:

$$T=2L/c \quad (5.17)$$

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:

$$P = c \frac{\Delta V}{g}$$

dove ΔV 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 rigidità 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 \varnothing 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 6.4, 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

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.

$$P_s = \frac{305 \times 4}{9,8} = 123 \text{ m}$$

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:

$$\Delta P = P_o \left(\frac{N}{2} \pm \sqrt{\frac{N^2}{4} + N} \right) \quad (5.18)$$

dove P_o è la pressione idrostatica dovuta al carico d'acqua e

$$N = \left(\frac{LV_o}{gP_o t} \right)^2 \quad (5.19)$$

con V_o = velocità dell'acqua [m/s]
 L = lunghezza totale della condotta [m]
 P_o = 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 ³ /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

$$c = \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^6}{1 + \frac{2,1 \cdot 10^9 \cdot 1000}{2,1 \cdot 10^{11} \cdot 5}}} = 836,7 \text{ m/s}$$

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

$$V_o = \frac{4 \cdot 3}{\pi \cdot 1,0^2} = 3,82 \text{ m/s}$$

N viene calcolato per un salto lordo di 84,935 m

$$N = \left(\frac{3,82 \cdot 173}{9,81 \cdot 84,935 \cdot 3} \right)^2 = 0,070$$

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: $84,935 + 25,65 = 110,585 \text{ m} = 110,585 \text{ t/m}^2 = 11,06 \text{ kg/cm}^2$
Tale pressione richiede uno spessore del tubo:

$$e = \frac{11,06 \times 1000}{2 \times 1400} + 1 = 4,95 \text{ mm}$$

Essa è in accordo con l'ipotesi iniziale ed è conforme al requisito di rigidità del tubo, che richiede $t_{\min} = 2,5 \times 1 + 1,2 = 3,7 \text{ mm}$.

Per calcolare il diametro del tubo aeroforo, si stima dapprima la pressione di collasso:

$$P_c = 882.500 \left(\frac{5}{1000} \right)^3 = 0,11 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$$

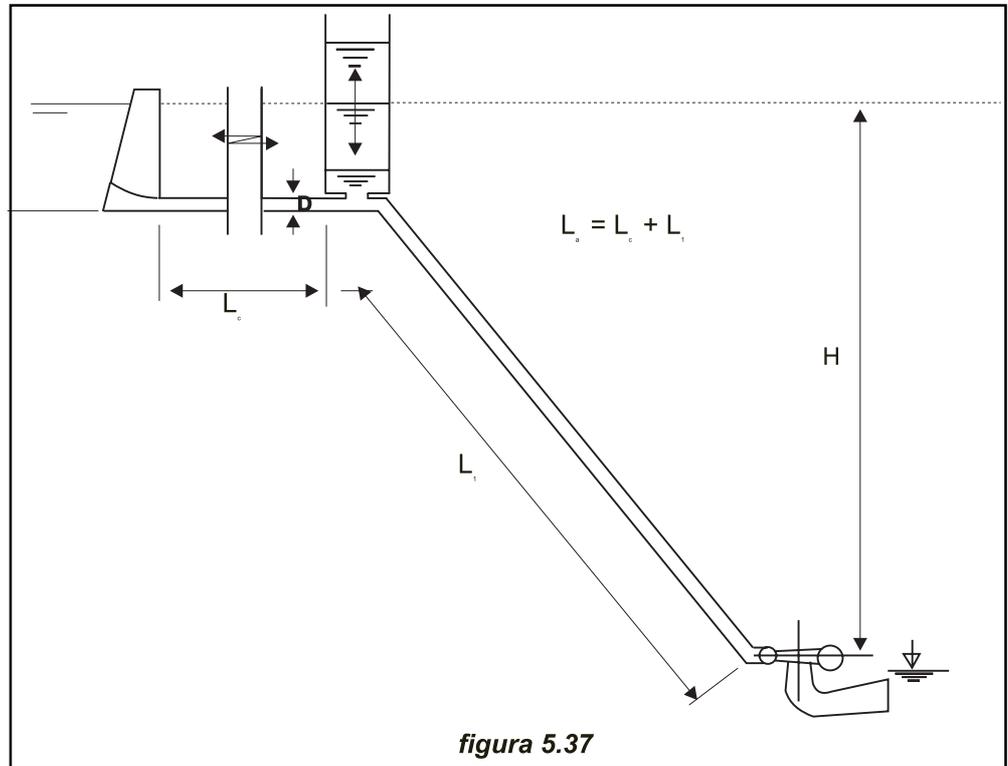
ed in base ad essa il diametro dell'aeroforo:

$$d = 7,47 \sqrt{\frac{3}{\sqrt{0,11}}} = 22,46 \text{ cm}$$

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'approccio matematico è pesante e richiede l'uso di programmi al calcolatore. Per chi fosse interessato Chaudry¹⁹, Rich²⁰, e Streeter e Wylie²¹ 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 regolatore d'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, in dipendenza 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, 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.

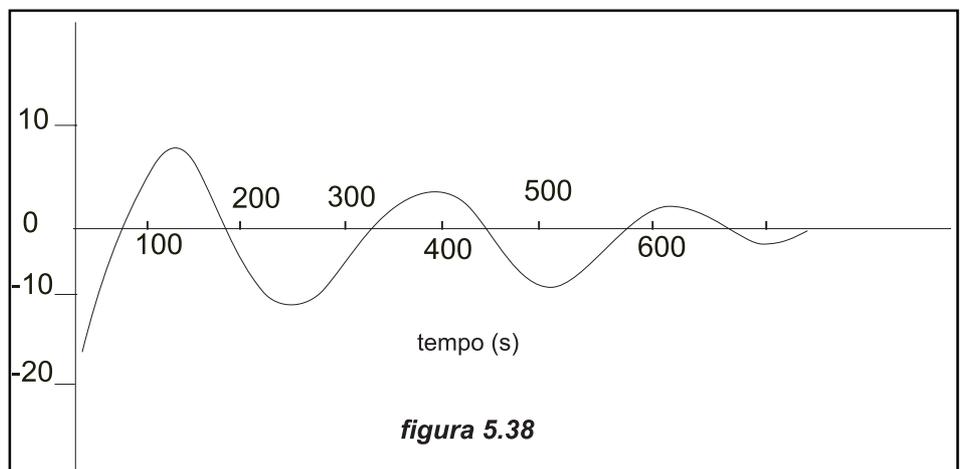
I tubi commerciali sono suddivisi in base alla massima pressione di esercizio per la quale sono progettati. Tale pressione include già un fattore di sicurezza e talvolta



può comprendere anche delle tolleranze per il colpo d'ariete. Fattori di sicurezza e tolleranza dipendono dalle norme di riferimento utilizzate.

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 in sommità con l'atmosfera.

Lo scopo fondamentale del pozzo piezometrico è quello di ridurre la lunghezza della colonna d'acqua e disporre di una superficie a pelo libero più vicina alla



fotografía 5.20



turbina (figura 5.37). 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:

$$t_h = \frac{V \cdot L}{gH}$$

dove V = velocità dell'acqua (m/s)
 L = lunghezza del tubo (m)
 H = salto lordo (m)

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, 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 torna a salire di nuovo e così via. La figura 5.38 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 valvola posta in parallelo con la turbina che apre quando chiude il distributore, può essere una soluzione opportuna.

Questo accorgimento ha l'effetto di rallentare le variazioni di portata in condotta. Nel numero della primavera del 91 di ESHA NEWS è riportata una descrizione di queste valvole. La fotografia 5.20 raffigura il getto d'acqua fuoriuscente della valvola aperta.

5.2.5.3 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:

$$F_1 = (W_p + W_w) \times L \times \cos F$$

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

F = 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 freccia del tubo pari a $L/65.000$. La massima distanza tra due appoggi è data dall'equazione:

$$L = 182,61 \cdot \sqrt[3]{\frac{(D + 0,0127)^4 - D^4}{P}}$$

dove D è il diametro interno (m) e P il peso unitario del tubo pieno d'acqua (kg/m).

5.3 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. J.L. Brennac. "Les Houses Hydroplus", ESHA Info n° 9 Estate 1993.
2. Obermayer spillway gates: per maggiori informazioni accedere al sito INTERNET <http://www.obermeyerhydro.com>.
3. H.C. Huang and C.E. Hita, "Hydraulic Engineering Systems", Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey 1987.
4. British Hydrodynamic Reserarch Association, "Proceedings of the Symposium on the Design and Operation of Siphon Spillways", London 1975.
5. Allen R. Inversin, "Micro-Hydropower Sourcebook", NRECA International Foundation, Washington, D.C.
6. USBR "Design of Small Dams" - 3rd ed., Denver, Colorado, 1987.
7. USBR, "Design of Small Canal Structure", Denver Colorado, 1978a.
8. USBR, "Hydraulic Design of Spillways and Energy Dissipators", Washington DC, 1964.
9. T. Moore, "TLC for small hydro: good design means fewer headaches", HydroReview, April 1988.
10. T.P. Tung ed altri, "Evaluation of Alternative Intake Configuration for Small Hydro", Atti di HIDROENERGIA 93. Munich.
11. ASCE, Commitee on Intakes, "Guidelines for the Design of Intakes for Hydroelectric Plants", 1995.
12. G. Munet y J.M. Compas, "PCH de recuperation d'energie au barrage de "Le Pouzin"", Atti di HIDROENERGIA 93, Munich.
13. G. Schmausser & G. Hartl, "Rubber seals for steel hydraulic gates", Water Power & Dam Construction September 1998.
14. ISO 161-1-1996 "Thermoplastic pipes for conveyance of fluids – Nominal outside diameters and nominal pressures – Part 1: Metric series."
15. ISO 3606-1976 "Unplasticized polyvinyl chloride (PVC) pipes. Tolerances on outside diameters and wall thickness."
16. ISO 3607-1977 "Polyethylene (PE) pipes. Tolerance on outside diameters and wall thickness."
17. ISO 3609-1977 "Polyethylene (PP) pipes. Tolerances on outside diameters and wall thickness."
18. ISO 4065-1996 "Thermoplastic pipes – Universal wall thickness table."
19. H. Chaudry, "Applied Hydraulic Transients", Van Nostrand Reinhold Company, 1979.
20. J. Parmakian, "Waterhammer Analyses", Dover Publications, Inc, New York, 1963.
21. Electrobras (Centrais Eléctricas Brasileiras S.A.) "Manual de Minicentrais Hidrelétricas."

6. Equipaggiamento elettromeccanico

6.0 Edificio della centrale

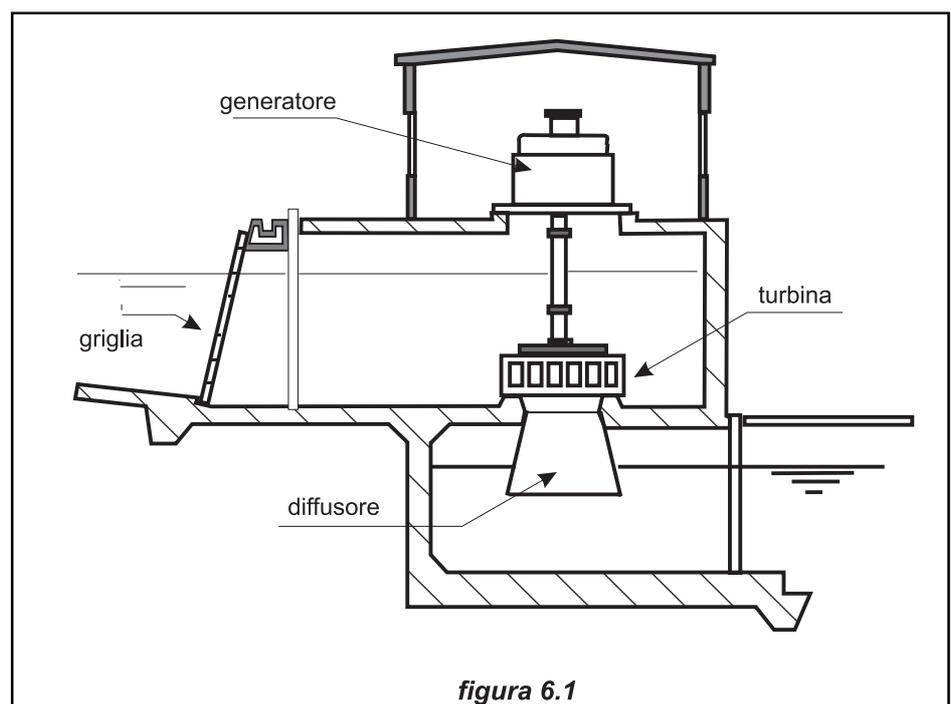
In un impianto idroelettrico, la centrale ha il compito di proteggere l'equipaggiamento idraulico ed elettrico che converte l'energia potenziale dell'acqua in energia elettrica. Il numero, il tipo e la potenza delle turbine, la loro disposizione rispetto al canale di scarico, l'altezza del salto e la geomorfologia del luogo condizionano la tipologia dell'edificio.

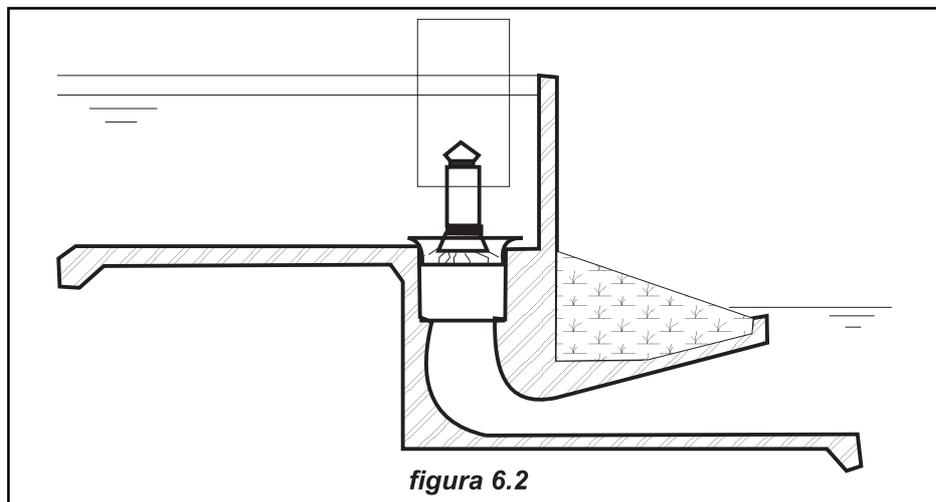
Effettivamente esistono molte configurazioni possibili della centrale. La figura 6.1 rappresenta schematicamente una configurazione molto usuale in impianti a bassa caduta.

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, eventualmente, la sottostazione di trasformazione. Talvolta, l'intera sovrastruttura si riduce ad una semplice protezione dei quadri elettrici e di controllo.

L'integrazione di turbina e generatore in un unico gruppo impermeabile, che può essere installato direttamente nel canale di carico, consente di eliminare la centrale convenzionale, come si vede nella figura 6.2, che mostra una turbina Flygt sommersa, dotata di una paratoia di macchina cilindrica, senza alcuna protezione aggiuntiva contro le avversità atmosferiche.





La fotografia 6.1 raffigura tre delle quattro turbine Flygt che equipaggiano l'impianto di turbinaggio/pompaggio di Parc del Segre. Si tratta di un impianto che in certi momenti pompa acqua in un circuito antincendio (costruito per i Giochi Olimpici di Barcellona '92) e in altri funziona come impianto idroelettrico, producendo energia. Come si osserva, i gruppi generatori sono all'aperto senza alcuna protezione.

L'adduzione a sifone fornisce una soluzione elegante per schemi con salto sotto i 10 metri e potenze per gruppo inferiori a 1.000 kW installati, con i gruppi turbina-alternatore solitamente all'aperto o al massimo sotto una tettoia metallica, come mostra la fotografia 6.2

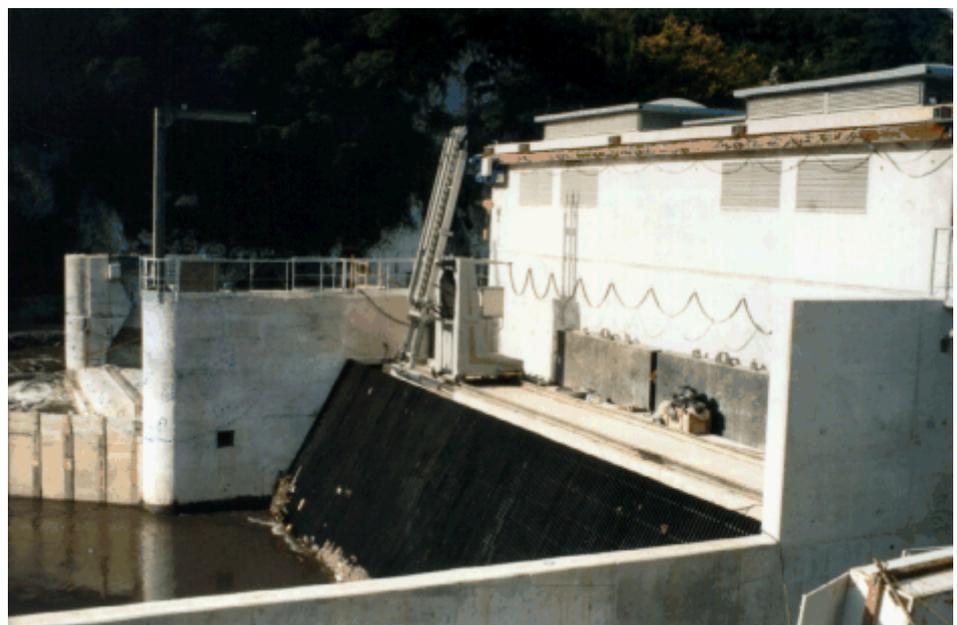
All'estremo opposto, allo scopo di ridurre l'impatto ambientale paesaggistico e sonoro la centrale può essere totalmente sommersa (vedi capitolo 1, figura 1.6).

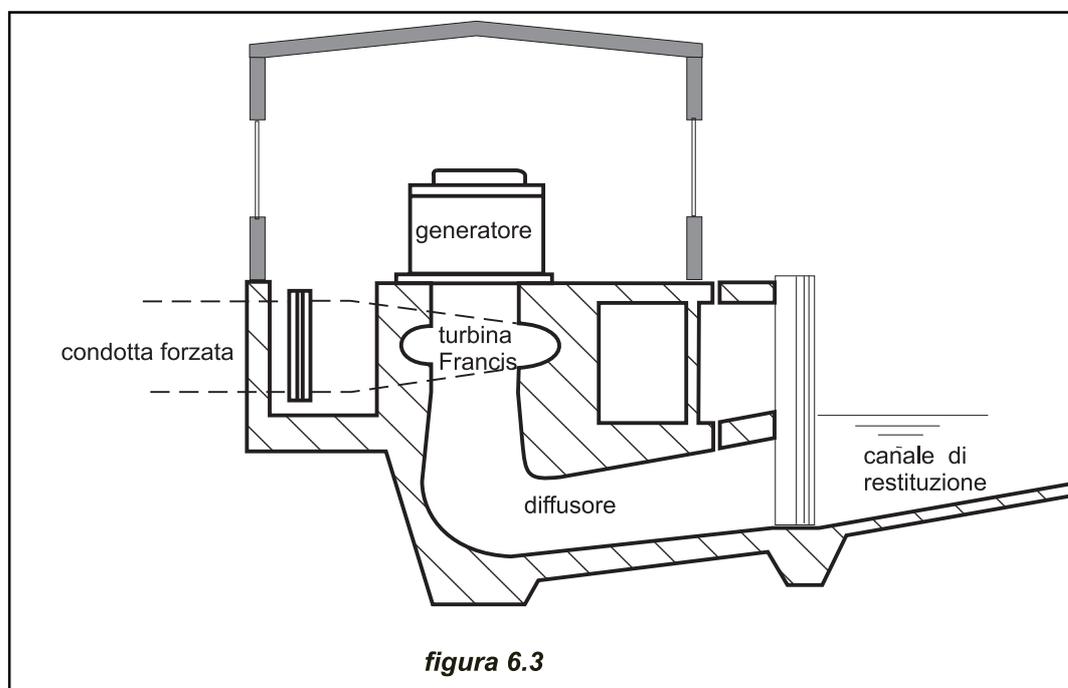
fotografia 6.1



fotografia 6.2

Per i bassi salti esiste una varietà infinita di configurazione per turbine Kaplan (in pozzo, a "S", a "rinvio d'angolo", etc.) che influenzano profondamente l'architettura della centrale, come mostrano schematicamente le figure da 6.18 a 6.22. La fotografia 6.3 illustra l'esterno di una centrale equipaggiata con due turbine Kaplan. Negli impianti a medio ed alto salto, le centrali sono più convenzionali, con l'ingresso per la condotta forzata e l'uscita per il canale di scarico, la cui disposizione condiziona l'infrastruttura.

fotografia 6.3



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. Numerose centrali di questo tipo esistono in Italia; un esempio notevole è la centrale di Edolo (Brescia) dell'ENEL, equipaggiata con otto gruppi uguali da 125 MW ciascuno.

La centrale può anche essere ricavata al piede d'uno sbarramento costruito per creare un bacino multiuso, senza che la produzione d'energia sia necessariamente prioritaria.

fotografia 6.4



La fotografia 6.4 mostra la centrale al piede della diga di Tignes (EDF) nelle Alpi Francesi, famosa per l'immagine dipinta di un uomo muscoloso che pare sostenere lo sbarramento.

6.1 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 i criteri di scelta del tipo di turbina adatta caso per caso ed anche fornire le formule per valutare le dimensioni caratteristiche delle turbine, con le quali poter affrontare il progetto di massima della centrale.

Tutti i criteri e le formule sono basati sui lavori di De Siervo e Lugaresi⁴, Lugaresi e Massa⁵, Austerre e Verdehan¹, Schweiger e Gregory⁶, Giraud e Beslin², Belhaj³, Gordon⁷ ed altri, che hanno trovato una serie di relazioni analizzando le caratteristiche delle turbine installate.

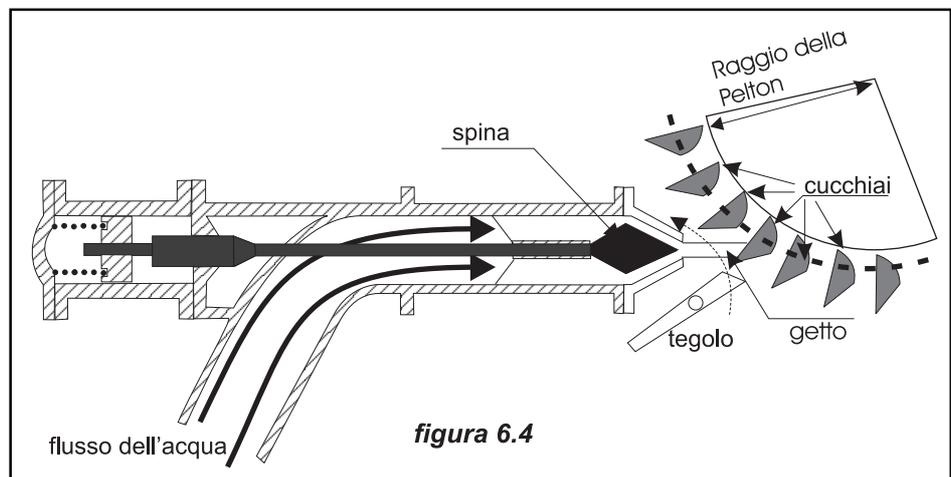
E' però necessario sottolineare che nessuna informazione è più affidabile di quelle fornite dai costruttori, ai quali conviene ricorrere già nella fase di progetto di massima.

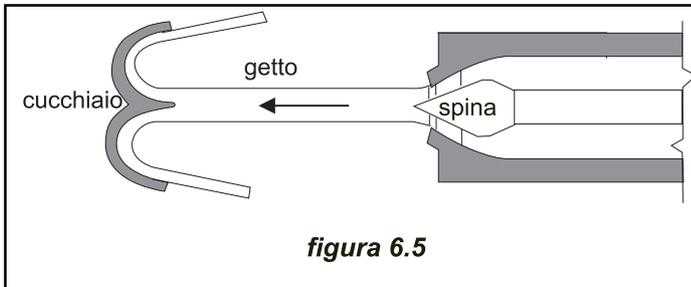
6.1.1 Criteri di classificazione

6.1.1.1 In base a come l'acqua attraversa la turbina

L'energia potenziale dell'acqua si converte in energia meccanica nella turbina per mezzo di due meccanismi fondamentalmente diversi.

- Nel primo, 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 di evitare danneggiamenti e la fuoriuscita dell'acqua.

- Nel secondo, 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 la ruota è completamente sommersa e sottoposta alla pressione di monte dell'acqua.

6.1.1.1 Turbine ad azione

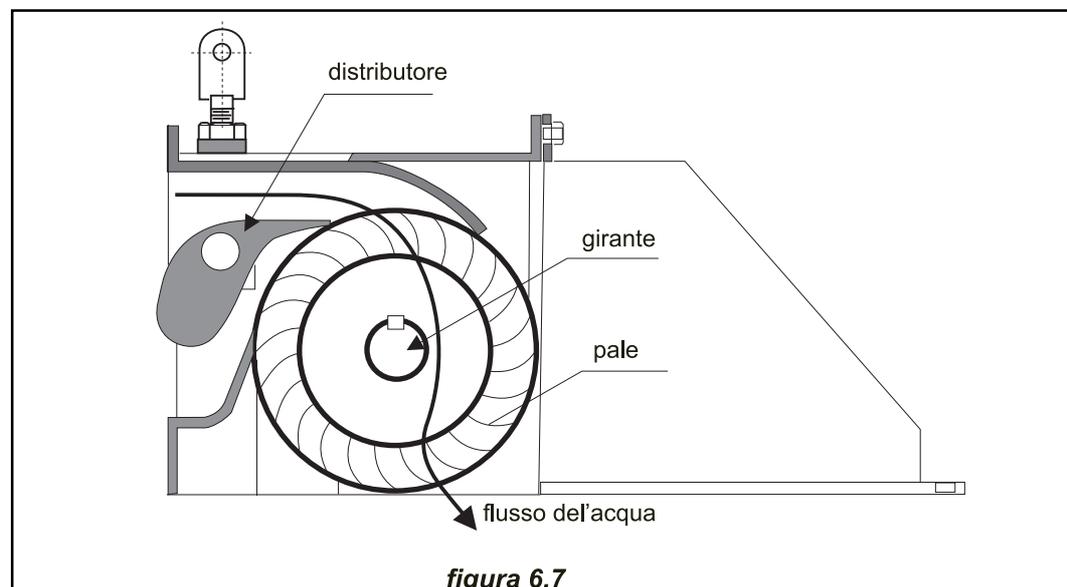
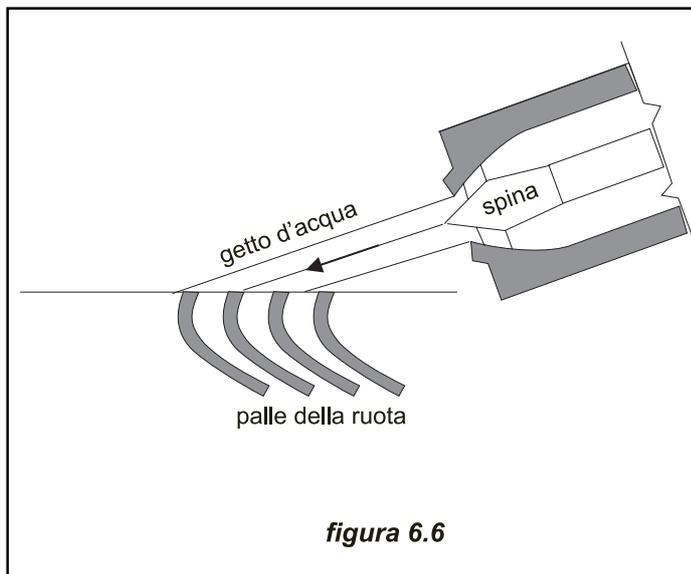
Turbine Pelton

Sono turbine ad azione nelle quali uno o più ugelli (una turbina ad asse verticale può avere fino a sei ugelli, con una o due giranti) trasformano totalmente la pressione dell'acqua in energia cinetica.

Ogni ugello crea un getto, la cui portata è regolata da una valvola a spillo.

Solitamente sono dotate di un tegolo deflettore, che ha lo scopo di deviare il flusso dalle pale, in caso di brusco distacco di carico, in modo da evitare la fuga della turbina senza dover chiudere troppo velocemente la valvola di macchina, manovra che può causare colpi d'ariete intollerabili nella condotta.

Il piano degli ugelli è sempre quello meridiano della girante.



L'acqua abbandona le pale a velocità molto bassa (idealmente a velocità zero) per cui la cassa, che contiene la ruota, non deve resistere a nessuna pressione e quindi può essere molto leggera.

Turbine Turgo

La turbina Turgo può lavorare con salti tra i 15 e 300 m. Come la Pelton è una turbina ad azione, però le sue pale hanno forma e disposizione diverse. Infatti il flusso colpisce le pale con un angolo di 20° rispetto al piano mediano della ruota (fig. 6.6) entrando da un lato ed uscendo dall'altro.

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.

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 ed aumento dell'affidabilità del macchinario.

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 m³/s) e salti tra 5 m e i 200 m.

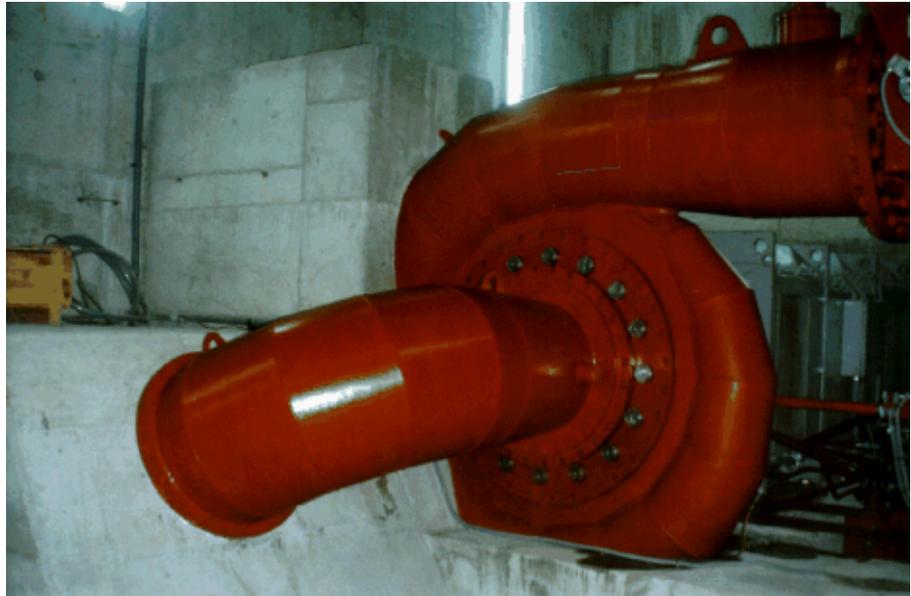
Il suo rendimento massimo è inferiore all'87%, però si mantiene quasi costante quando la portata discende fino al 16% della nominale e può raggiungere una portata minima teorica inferiore al 10% della portata di progetto.

L'acqua (figura 6.7) entra nella turbina attraverso un distributore e passa nel pri-

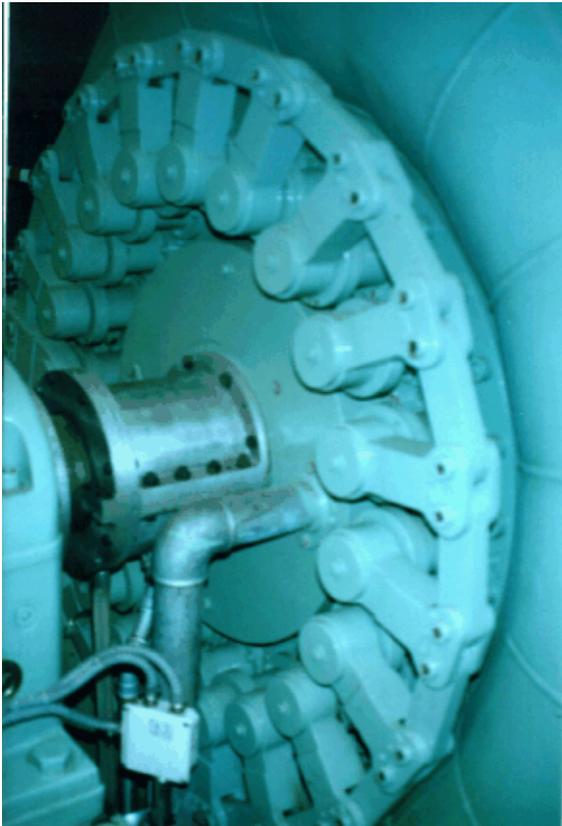


fotografia 6.5

fotografia 6.6



fotografia 6.7



mo stadio della ruota, che funziona quasi completamente sommersa (con un piccolo grado di reazione).

Il flusso che abbandona il primo stadio cambia di direzione al centro della ruota e s'infila nel secondo stadio, totalmente ad azione.

Questo cambio di direzione non è facile da ottenere correttamente e le perdite d'energia per urti e vortici sono la causa del basso rendimento nominale.

La fotografia 6.5 rappresenta una turbina Ossberger di recente installazione.

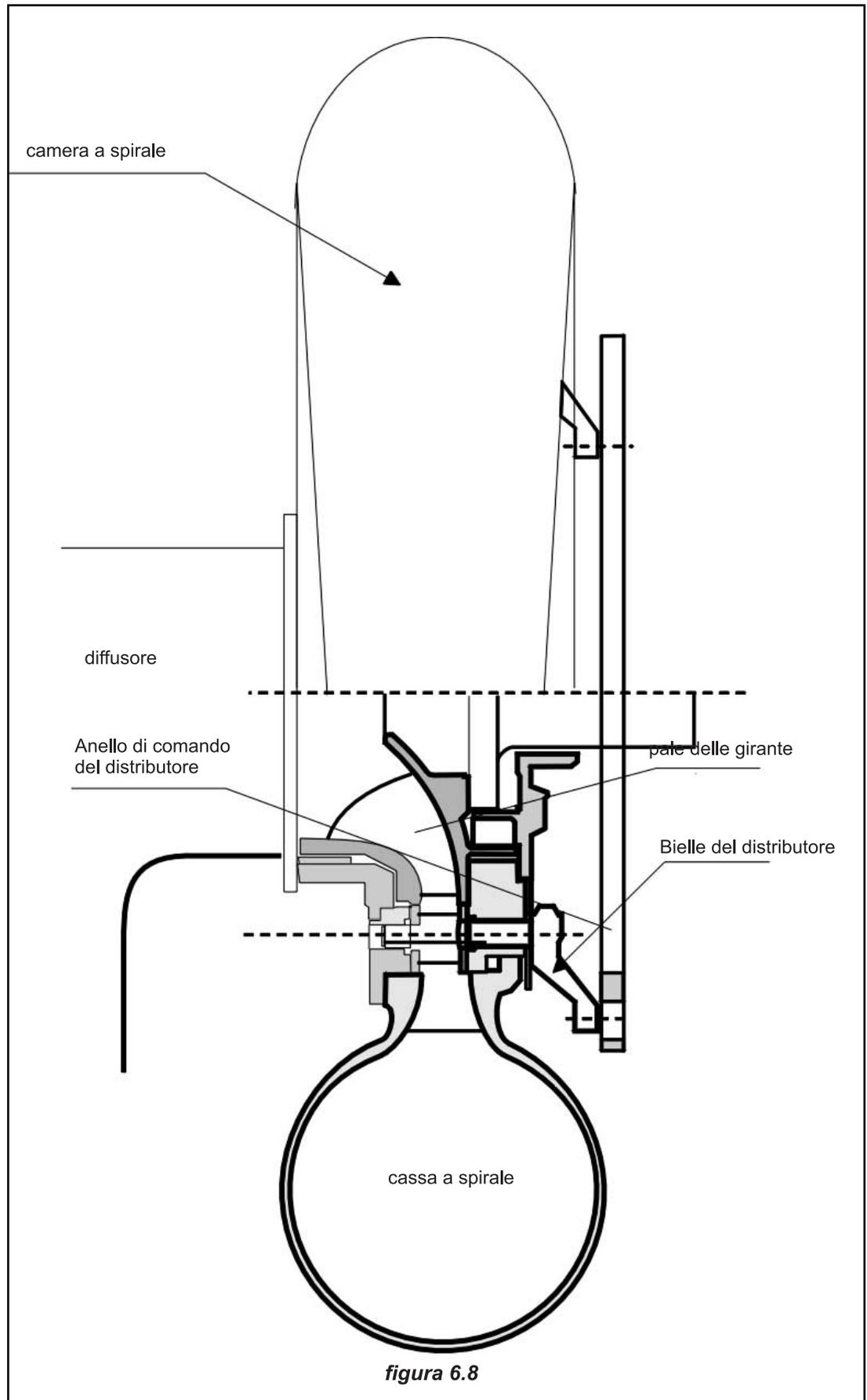
La ruota è costituita da due o più dischi paralleli, tra i quali si montano, vicino ai bordi, le pale, costituite da semplici lamiere piegate. Queste ruote si prestano alla costruzione artigianale nei paesi in via di sviluppo, anche se, naturalmente, non raggiungono mai i rendimenti dei gruppi realizzati con i mezzi tecnici appropriati.

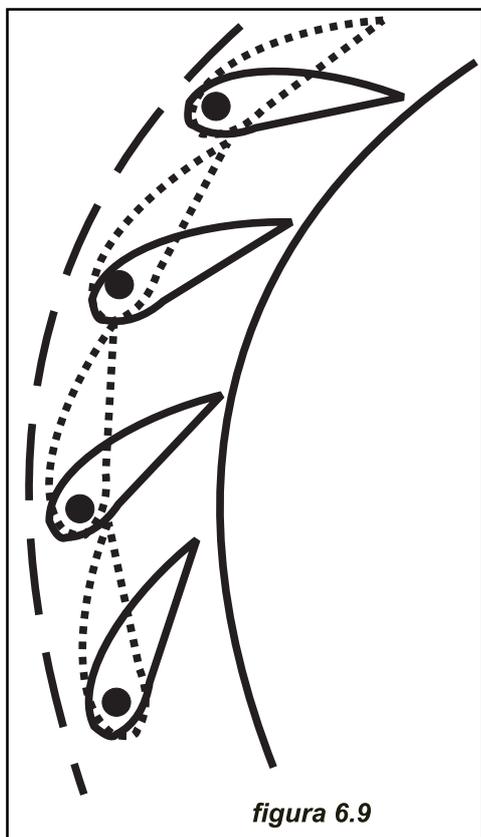
Le turbine *cross-flow* sono state analizzate approfonditamente in un numero monografico (n° 9 dell'Ottobre 1994) della rivista ESHA-Info.

6.1.1.1.2 Turbine a reazione

Turbine Francis

Sono turbine a reazione a flusso radiale con distributore a pale regolabili e girante a pale fisse, molto utilizzate per i medi salti.





Nelle turbine Francis veloci, l'alimentazione è sempre radiale, mentre lo scarico tende ad essere assiale. La fotografia 6.6 mostra una turbina Francis ad asse orizzontale con il tubo d'aspirazione (diffusore) in primo piano.

In queste turbine l'acqua si muove come in una condotta in pressione; attraversando il distributore – organo fisso – perviene alla ruota - organo mobile – alla quale cede la sua energia, senza entrare in nessun momento in contatto con l'atmosfera.

La figura 6.8 mostra una sezione di una turbina Francis ad asse orizzontale; in essa si può vedere come le pale del distributore, che regolano la portata d'acqua in arrivo alla ruota, possano ruotare sul proprio asse, azionate da bielle collegate a loro volta ad un anello esterno che sincronizza il loro movimento.

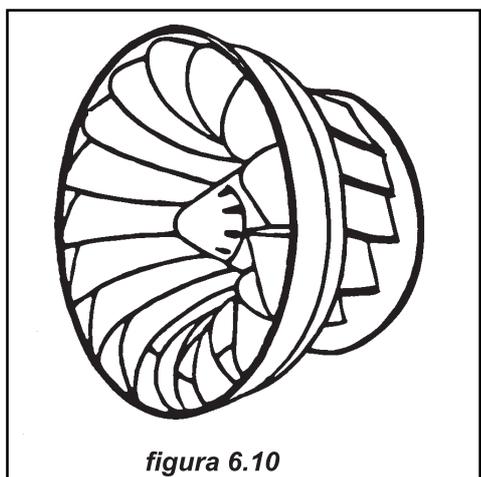
E' evidente l'imponenza della cassa a spirale, in contrasto con la modesta struttura di contenimento di una Pelton.

Nella fotografia 6.7 possono apprezzarsi l'anello d'azionamento e le bielle di collegamento delle pale del distributore.

La figura 6.9 descrive schematicamente le pale regolabili del distributore in posizione aperta (1) e chiusa (2).

In quest'ultima posizione, l'estremità di ogni pala si appoggia completamente sopra il bordo della successiva, chiudendo in pratica l'accesso dell'acqua alla ruota. In situazioni d'emergenza il distributore può essere usato per interrompere il flusso d'acqua, benché il suo utilizzo non precluda l'installazione di un organo d'intercettazione (valvola, paratoia) sull'adduzione della turbina.

Le turbine Francis possono essere installate a camera libera - solo per piccoli salti – o direttamente connesse alla condotta forzata mediante un cassa a spirale realizzata, a seconda delle dimensioni, in calcestruzzo armato, in acciaio saldato o in ghisa.



Poiché la velocità tangenziale dell'acqua nella cassa a spirale deve rimanere costante, le sezioni trasversali della stessa cambiano, come può vedersi nella figura 6.8. La figura 6.10 rappresenta una ruota Francis in prospettiva, vista dalla sezione di scarico.

Le piccole ruote sono solitamente fuse, in un sol pezzo, in bronzo-alluminio, mentre quelle grandi sono realizzate mediante saldatura delle pale, generalmente in acciaio inox, al tamburo, che può essere in acciaio fuso.

Nelle turbine a reazione l'acqua in uscita dalla ruota transita, prima di essere scaricata nel canale di restituzione, nel tubo d'aspirazione (detto anche diffusore), la cui funzione è di recuperare parte dell'energia cinetica contenuta nell'acqua, che abbandona la ruota a velocità elevata.

Un distributore ben progettato permette di installare, entro certi limiti, la turbina sopra il livello d'acqua allo scarico, senza sacrificare salto.

Dal momento che l'energia cinetica è proporzionale al quadrato della velocità, uno degli obiettivi del diffusore è ridurre la velocità di scarico senza causare perdite di carico rilevanti. 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° . I diffusori sono particolarmente importanti per le turbine veloci, nelle quali l'acqua lascia la ruota a velocità molto elevate.

Nelle macchine ad asse verticale la cassa spirale deve essere ancorata saldamente nelle fondazioni di calcestruzzo per evitare che le vibrazioni limitino il campo di funzionamento accettabile a basse portate.

Turbine Kaplan e ad elica

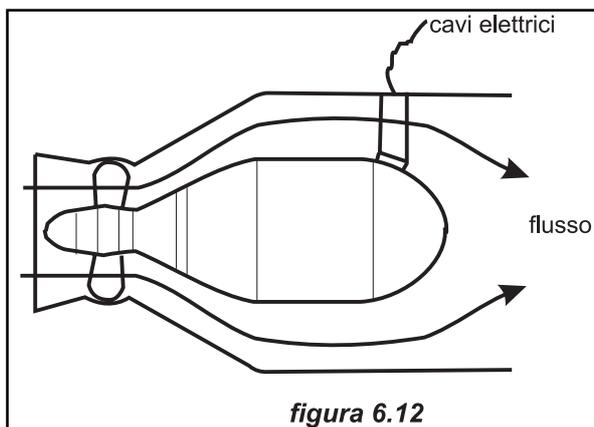
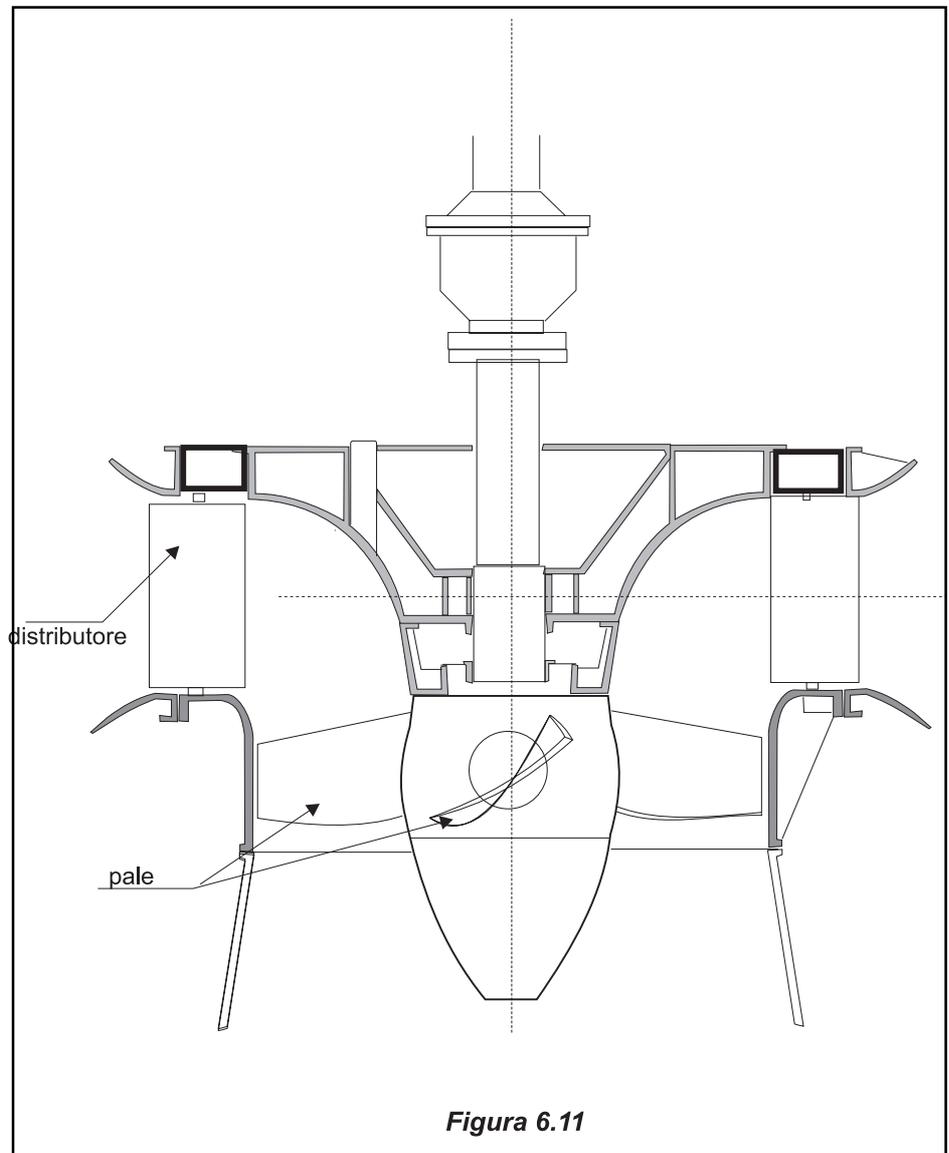
Si tratta di turbine a reazione a flusso assiale, utilizzate generalmente per bassi salti. Le pale della ruota nella Kaplan sono sempre regolabili, mentre quelle del distributore possono essere fisse o regolabili. Quando sia le pale della turbina sia quelle del distributore sono regolabili, la turbina è una vera Kaplan (o "a doppia regolazione"); se sono regolabili solo le pale della ruota, la turbina è una semi-Kaplan (oppure "a singola regolazione"). Le pale della ruota si muovono girando intorno ad un perno solidale con un sistema di bielle-manovelle collegate ad un tirante verticale – posto all'interno dell'albero cavo della turbina – che è azionato da un servomotore idraulico.

La fotografia 6.8 riporta il dispositivo d'azionamento delle pale del distributore di una turbina Kaplan ad asse verticale, non molto diverso da quello della turbina Francis.

Le turbine Kaplan (figura 6.11) hanno l'alimentazione radiale, mentre le semi-Kaplan possono averla sia radiale sia assiale.



fotografia 6.8



Le turbine ed elica hanno distributore e ruota a pale fisse e sono utilizzate quando il salto e la portata sono praticamente costanti.

La turbina a bulbo deriva dalle precedenti descritte, con il generatore e il moltiplicatore (se esiste) contenuti in una cassa impermeabile, a forma di bulbo, immersa nell'acqua.

La figura 6.12 illustra una turbina a bulbo, nella quale tutto l'equipaggiamento è alloggiato in un bulbo raffreddato mediante ventilazione forzata con scambiatore di calore aria-acqua. Dal bulbo escono solo i cavi elettrici, debitamente protetti.

Pompe utilizzate come turbine

Le pompe centrifughe possono lavorare come turbine semplicemente invertendo il senso di rotazione e facendo passare l'acqua dallo scarico verso l'alimentazione. Poiché non hanno possibilità di regolazione, possono essere utilizzate solo con salto e portata praticamente costanti.

6.1.1.2 Numero di giri caratteristico

La maggior parte delle opere idrauliche – sfioratori, dissipatori d'energia sugli scarichi, prese d'acqua, etc. – si progettano attualmente 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 ed 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 ci fornirebbe un criterio scientifico per catalogare le turbine, di grande utilità per selezionare la macchina che meglio si adatta alle condizioni dell'impianto che stiamo progettando.

La risposta è effettivamente positiva se il modello ed il prototipo:

- 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 .

Affinché il modello ed il prototipo abbiano lo stesso coefficiente volumetrico, è necessario che:

$$\frac{Q}{Q'} = \sqrt{\frac{2gH}{2gH'}} \cdot \frac{A}{A'} = \left(\frac{H}{H'}\right)^{1/2} \cdot k^2 \quad (6.1)$$

La relazione tra la potenza del prototipo e quella del modello sarà data da:

$$\frac{P}{P'} = \frac{HQ}{H'Q'} = \left(\frac{H}{H'}\right)^{3/2} k^2 \quad (6.2)$$

Poiché

$$v = \sqrt{2gH}; \frac{v}{v'} = \sqrt{\frac{H}{H'}}$$

La relazione tra le velocità angolari sarà:

$$\frac{n}{n'} = \frac{v/r}{v'/r'} = \frac{v}{v'} \cdot \frac{r'}{r} = \left(\frac{H}{H'}\right)^{1/2} \cdot \frac{1}{k} \quad (6.3)$$

Sostituendo nella (6.2) il valore k ottenuto dalla (6.3):

$$\frac{P}{P'} = \left(\frac{H}{H'}\right)^{3/2} \left(\frac{H}{H'}\right)^{2/2} \frac{n'^2}{n^2} = \left(\frac{H}{H'}\right)^{5/2} \left(\frac{n'}{n}\right)^2 \quad (6.4)$$

Se le esperienze sul modello sono state condotte con un salto di 1 m e con una portata tale da generare 1 kW di potenza, supponendo che la ruota giri a n_s rpm, l'equazione (6.4) può essere così riscritta:

$$n_s = n \frac{\sqrt{P}}{H^{5/4}} \quad (6.5)$$

Il parametro n_s è conosciuto come *numero di giri caratteristico*. Tutte le turbine aventi proporzioni geometriche identiche ed uguale coefficiente volumetrico, seppure di dimensioni molto diverse, avranno il medesimo numero di giri caratteristico.

Se il modello è stato affinato per ottenere un ottimo rendimento idraulico, tutte le turbine con la medesima velocità specifica avranno un ottimo rendimento.

Alcuni costruttori definiscono la velocità specifica con un altro parametro, la cui espressione, ricavata sostituendo nella (6.1) il valore k ottenuto dalla (6.3), è:

$$n_q = n \frac{Q^{1/2}}{H^{3/4}} \quad (6.6)$$

Ora, se assumiamo un rendimento globale di 0,85 nelle condizioni di progetto:

$$P = \gamma Q H \eta = 9,81 \cdot Q \cdot H \cdot 0,85 = 8,338 Q H$$

$$n_s = n \frac{(8,338 Q H)^{1/2}}{H^{5/4}} = 2,888 n \frac{Q^{1/2}}{H^{3/4}} = 2,888 n_q$$

Il numero di giri, che è un parametro importante per selezionare il tipo di turbine da installare, non è adimensionale e pertanto il suo valore varia a seconda delle unità di misura che sono impiegate per il suo calcolo.

Qualche autore utilizza il cavallo vapore come unità di potenza, invece che il kW. Il parametro adimensionale è il numero di giri caratteristico N_s dato dalla seguente equazione:

$$N_s = \frac{\Omega \sqrt{P/\gamma}}{(gH)^{5/4}}$$

dove Ω è la velocità angolare e g la densità dell'acqua.

In questo manuale n_s sarà sempre espresso in unità del S.I., con il kW come unità di potenza, e quindi equivale a 166 N_s . Se n_s è calcolato con il cavallo vapore corrisponde a 193,1 N_s .

La figura 6.13 rappresenta quattro diversi disegni di ruote a reazione, ottimizzate dal punto di vista del rendimento, ed il numero di giri caratteristico corrispondente. Si vede come la ruota evolve con il numero di giri caratteristico, per adattarsi ai parametri idrodinamici dell'impianto.

Una ruota Francis lenta sarà utilizzata in impianti a salto alto, nei quali una ruota ad alto numero di giri caratteristico girerebbe a velocità angolari troppo elevate.

L'evoluzione della ruota all'aumentare del n_s porta ad un punto in cui il bordo inferiore delle pale produce un attrito troppo elevato, così l'anello inferiore è abbandonato e le pale sono realizzate a sbalzo, dando luogo alle turbine Kaplan, ad elica e a bulbo, utilizzate per i bassi salti (con numero di giri caratteristico fino a 1.200).

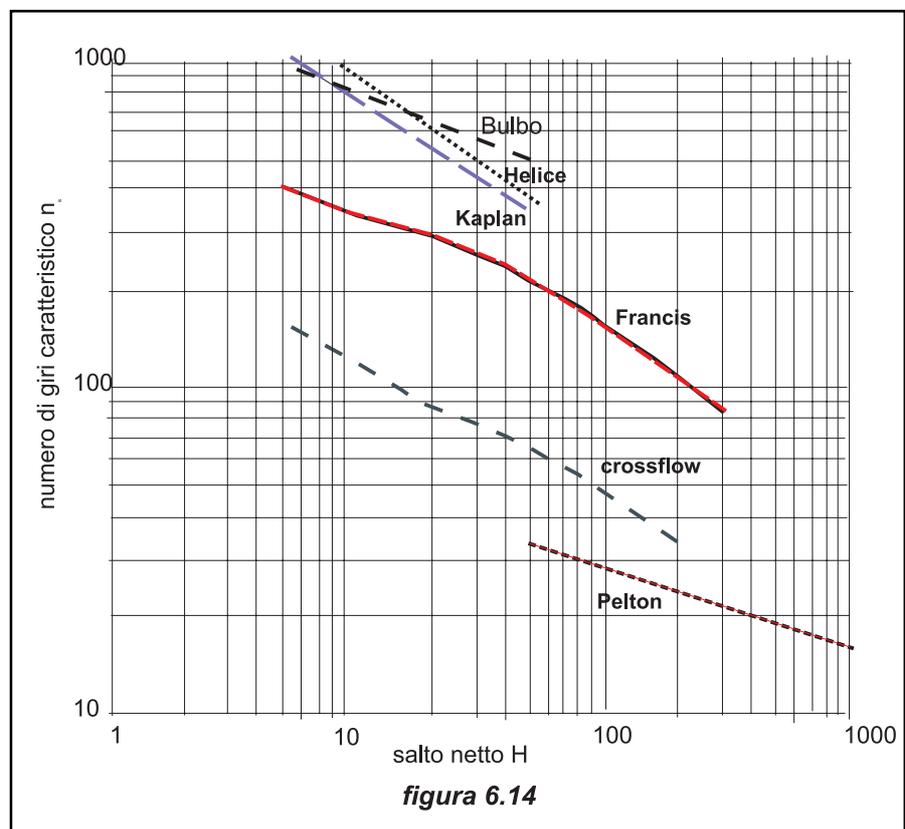
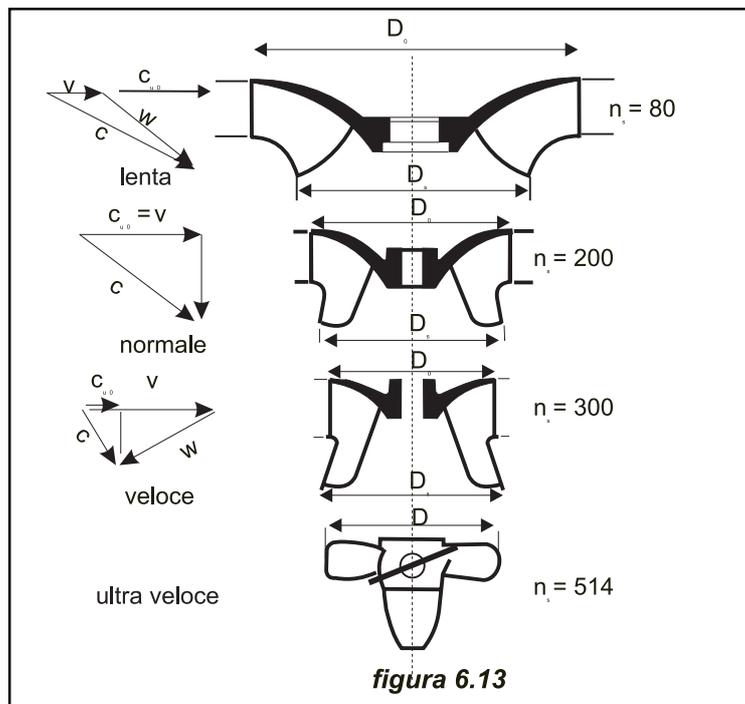
In generale, i costruttori di turbine dichiarano il numero di giri caratteristico delle loro macchine. Un gran numero di studi statistici, condotti da De Siervo e Lugaresi⁴, Lugaresi e Massa⁵, Schweiger e Gregory⁶, Gordon⁷, Lindstrom, Kpordze ed altri, su impianti esistenti assai diversi, ha consentito di mettere in relazione, per ogni tipo di turbina, il numero di giri caratteristici con il valore del salto netto. Qui di seguito riportiamo alcune relazioni analitiche, rappresentate graficamente nella figura 6.14. Si osserva che esistono zone di sovrapposizione nelle quali il progettista baserà la sua scelta in ragione del costo.

Pelton (1 getto)	$n_s = 85,49/H^{0,243}$	(De Siervo e Lugaresi, 1978)
Francis	$n_s = 3,763/H^{0,654}$	(Schweiger e Gregori, 1989)
Kaplan	$n_s = 2,283/H^{0,486}$	(Schweiger e Gregori, 1989)
Cross-flow	$n_s = 513,25/H^{0,505}$	(Kpordze e Warnick, 1983)
Elica	$n_s = 2,702/H^{0,5}$	(USBR, 1976)
Bulbo	$n_s = 1.520,26/H^{0,2837}$	(Kpordze e Warnick, 1983)

Conoscendo la velocità specifica, si possono valutare le dimensioni fondamentali di una turbina. Nelle Pelton ad un getto, il numero di giri caratteristico varia tra 12 per un salto di 2.000 m e 26 per 100 m. Aumentando i getti, 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 (solo eccezionalmente ci sono più di sei getti e solo in turbine ad asse verticale) è il doppio di quello di una Pelton ad un getto. In ogni caso il numero giri caratteristico di una Pelton non supera 60.

Il diametro di una Pelton è assunto quello della circonferenza tangente ai getti. La velocità V_{ch} d'uscita dal getto, assumendo una perdita del 3% sulla velocità teorica,



è data da:

$$V_{ch} = 0,97\sqrt{2gH} \quad (6.7)$$

Si dimostra facilmente che, in teoria, la velocità periferica V_0 , corrispondente al rendimento massimo, è la metà della velocità V_{ch} d'uscita del getto. In pratica il rendimento massimo si ottiene ad una velocità $V_0 = 0,47 V_{ch}$.

Nota a priori la velocità n di rotazione della macchina, il suo diametro si deduce dall'equazione:

$$V_0 = \frac{\pi D n}{60} = 0,47 V_{ch} = 0,456\sqrt{2gH}$$

$$D = \frac{60 \cdot 0,456\sqrt{2gH}}{\pi n} = 38,567 \frac{\sqrt{H}}{n} \quad (6.8)$$

La portata del getto è uguale alla sua sezione retta moltiplicata per la velocità:

$$Q = \frac{\pi d_{ch}^2}{4} V_{ch}$$

essendo d_{ch} il diametro del getto, da cui:

$$d_{ch} = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V_{ch}}} = \sqrt{\frac{Q}{3,37\sqrt{H}}} \quad (6.9)$$

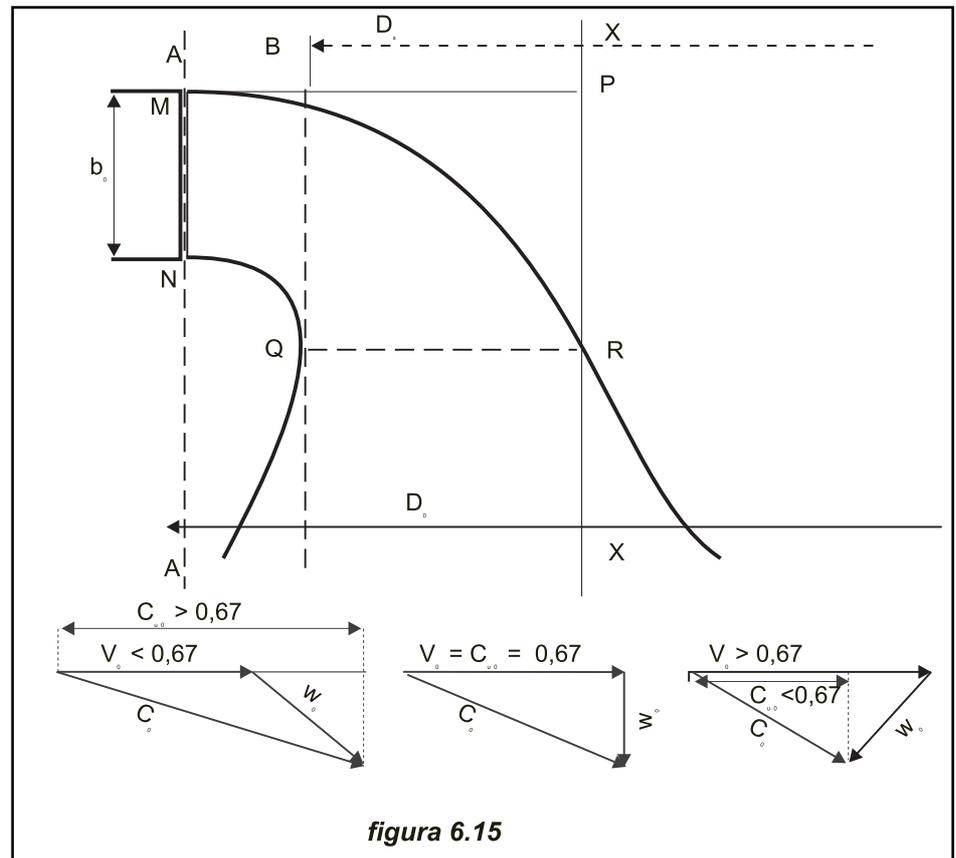
Se non si conosce Q ma è nota la potenza, poiché $P=8,33 QH$:

$$d_{ch} = \sqrt{\frac{P}{28,07H^{3/2}}}$$

Il diametro d_{ch} non è quello dell'ugello, ma quello della vena liquida. Esso varia con il profilo dell'ugello; è accreditato che un ugello ben disegnato produca una contrazione della vena liquida tale che il rapporto tra il quadrato di diametro della vena e dell'ugello sia all'incirca 0,60 e quindi il diametro del getto possa essere 0,775 volte il diametro dell'ugello. Il rapporto diametro ugello/diametro ruota che assicura un buon rendimento ad una turbina Pelton si mantiene tra 0,12 e 0,06.

Il diametro di una ruota Turgo è la metà di quello di una Pelton, per cui essa avrà un numero di giri caratteristico doppio. In una turbina "cross-flow", poiché la rilevante lunghezza della ruota consente il passaggio di portate rilevanti con diametri piccoli, il numero di giri caratteristico può raggiungere i 100.

La turbina Francis copre una vasta gamma di numeri di giri caratteristici, dai 60 di una Francis lenta, ai 400 di una ultra-veloce. Le ruote lente s'impiegano in impianti con salti fino a 350 m, mentre quelle veloci arrivano fino a 30 m. Dobbiamo sottolineare che, in accordo con gli studi condotti da Schweiger e Gregory⁸ sulle turbine di bassa potenza, il numero di giri caratteristico delle macchine sotto i 2 MW è sensibilmente più basso del corrispondente delle turbine di potenza maggiore.



La figura 6.15 a) mostra schematicamente il profilo della ruota di una turbina Francis e la 6.15 b) il triangolo delle velocità di macchine lente, normali e veloci.

La velocità assoluta C_0 - che è la somma vettoriale della velocità di trascinamento V_0 e della velocità relativa W_0 - ha una componente radiale C_{m0} , perpendicolare all'asse della macchina, ed una tangenziale C_{v0} , che nello schema della figura 6.15 sarebbe perpendicolare al piano del foglio.

La C_{m0} si denomina componente meridiana e moltiplicata per la sezione di uscita del distributore - perpendicolare ad essa - dà la portata della turbina.

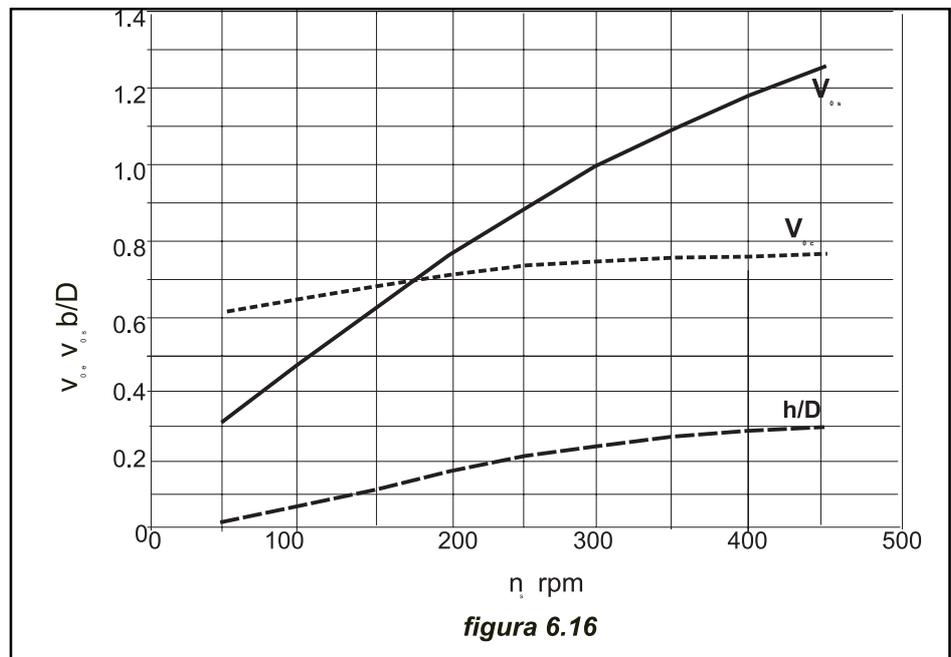
Quando la proiezione della velocità assoluta C_0 sulla tangenziale (C_{v0}) è maggiore di V_0 ($V_0 < C_{v0}$) la turbina è lenta, se è dello stesso ordine ($V_0 = C_{v0}$) è normale, se è superiore ($V_0 > C_{v0}$) abbiamo a che fare con macchine veloci.

La figura 6.16 consente di valutare, in base al numero di giri caratteristico n_s , il coefficiente della velocità d'entrata v_{0e} , quello della velocità d'uscita v_{0s} ed il rapporto b/D (altezza del distributore/diametro interno del distributore).

La velocità periferica V_0 è data dalla:

$$V_0 = v_{0e} \sqrt{2gH} \quad (6.10)$$

il diametro della ruota (in entrata):



$$D_0 = \frac{60v_{0e}\sqrt{2gH}}{\pi n} \tag{6.11}$$

ed il diametro in uscita:

$$D_s = \frac{60v_{0s}\sqrt{2gH}}{\pi n} \tag{6.12}$$

La relazione precedente è valida sempre che l'asse della turbina non attraversi il diffusore, nel qual caso è necessario aumentare il diametro per compensare la perdita di sezione causata dall'ingombro dell'albero, facile da calcolare in funzione della coppia torcente della macchina.

Le turbine Kaplan sono caratterizzate da un numero di giri caratteristico molto superiore: 325 per un salto di 45 m e 954 per uno di 5 m. Attualmente queste turbine, nell'ambito delle potenze utilizzate in piccoli impianti, sono standardizzate ed utilizzano un certo numero di componenti comuni, con l'obiettivo di abbassare il costo di costruzione. Utilizzando solo 6 diametri di ruota - 1,8; 2,0; 2,2; 2,5; 2,8; 3,2 m - alberi di tre dimensioni, tre disposizioni per il distributore e tre diversi tipi di moltiplicatore, si può far fronte a tutte le configurazioni possibili.

A livello di progetto di massima, il diametro della ruota può essere calcolato con la seguente formula:

$$D = \sqrt{\frac{Q}{2,2\sqrt{H}}} \tag{6.13}$$

nella quale il diametro D ed il salto H sono in m e la portata in m³/s.

6.1.2 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.

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. Noto il salto lordo, per calcolare il salto netto basta togliere le perdite di carico lungo il percorso idraulico, come si è visto nell'esempio 5.6.

Nella tabella 6.1 sono specificati, per ogni tipo di turbina, gli ambiti di salto netto entro i quali può lavorare.

Si osserva che ci sono evidenti sovrapposizioni, di modo che per un determinato valore del salto possono adottarsi diversi tipi di turbina.

Tabella 6.1 – Campo dei salti di funzionamento

Tipo di turbine	Campo dei salti
Kaplan e elica	$2 < H < 20$
Francis	$10 < H < 350$
Pelton	$50 < H < 1300$
Michell-Banki	$3 < H < 200$
Turgo	$50 < H < 250$

La scelta è piuttosto critica negli impianti a bassa caduta, che, per essere convenienti, debbono utilizzare grandi volumi d'acqua.

Si tratta d'impianti con salti da 2 a 5 m e portate tra 10 e 100 m³/s, che richiedono turbine con diametro di ruota tra i 1,6 e 3,2 m di diametro, accoppiate ai generatori tramite moltiplicatori.

I condotti idraulici, ed in particolare le opere di presa, hanno dimensioni notevoli e richiedono l'esecuzione di notevoli opere civili, con un costo che generalmente supera quello dell'equipaggiamento elettromeccanico.

Per ridurre il costo globale (opere civili + elettromeccaniche) e in particolare il volume delle opere civili, sono stati concepiti un certo numero di schemi, ormai considerati classici⁹.

Tutti fanno uso dei due tipi di turbina adatti per questi salti: Kaplan e semi-Kaplan. I criteri di scelta sono ben noti:

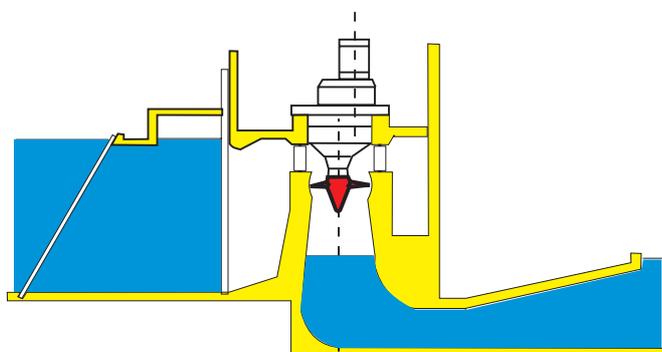
- campo delle portate da turbinare;
- salto netto;
- geomorfologia del terreno;
- vincoli ambientali (essenzialmente l'impatto visivo e sonoro);
- costo della mano d'opera.

Le configurazioni si differenziano per come il flusso attraversa la turbina (radiale od assiale) nel sistema d'intercettazione dell'acqua (paratoia, distributore o sifone) e tipo di moltiplicatore (ingranaggi paralleli, epicicloidali, a rinvio d'angolo).

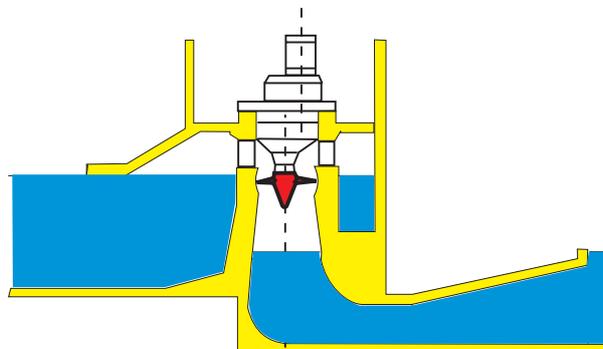
Tipo di configurazione	Flusso	Organo di intercettazione	Tipo di moltiplicatore	Figura
Kaplan o semi-Kaplan	Radiale	Paratoia	Assi paralleli	6.17
Semi-Kaplan verticale a sifone	Radiale	Sifone	Assi paralleli	6.18
Semi-Kaplan invertita a sifone	Radiale	Sifone	Assi paralleli	6.19
Semi-Kaplan inclinata a sifone	Assiale	Sifone	Epicicloidale	6.20
Kaplan a S anteriore	Assiale	Distriibutore	Assi paralleli	6.21
Kaplan a S posteriore	Assiale	Distriibutore	Assi paralleli	6.22
Kaplan con rinvio a 90°	Assiale	Paratoia	Conico	6.23
Semi-Kaplan con rinvio a 90°	Assiale	Paratoia	Conico	6.24
Semi-Kaplan in pozzo	Assiale	Paratoia	Epicicloidale	6.25

Maggiori particolari su questi schemi a bassa caduta possono essere trovati nella memoria presentata di J. Fonkenell a Hydroenergia '91, che riporta anche i diagrammi di costo per facilitare la scelta.

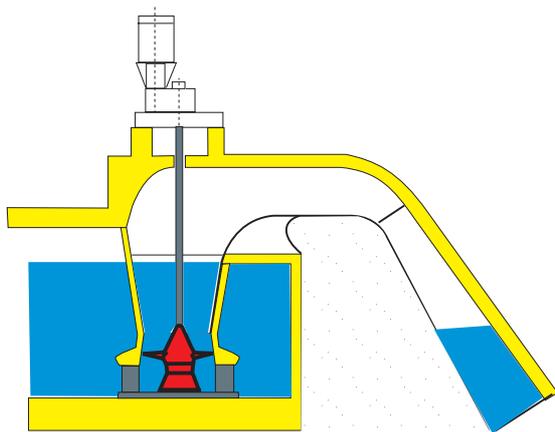
L'intercettazione a sifone è affidabile, economica, abbastanza rapida da evitare la fuga della turbina, ma è assai rumorosa. La soluzione ideale dal punto di vista dell'impatto visivo e sonoro è la centrale interrata o seminterrata, che però è fattibile solo adottando configurazioni di turbina a S, inclinata, a rinvio d'angolo a 90° o in pozzo. La soluzione con rinvio d'angolo a 90° consente di utilizzare un generatore a 1.500 rpm, standard, affidabile, compatto ed economico. Se si adotta un moltiplicatore a due stadi – planetario seguito da conico – la velocità relativamente elevata degli assi, all'entrata del secondo stadio, facilita il disegno degli ingranaggi conici.



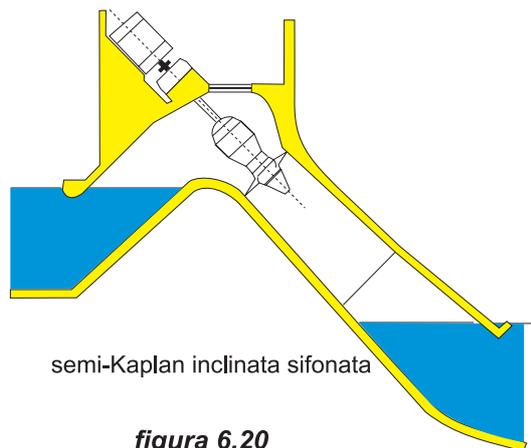
Kaplan verticale o semi-Kaplan
figura 6.17



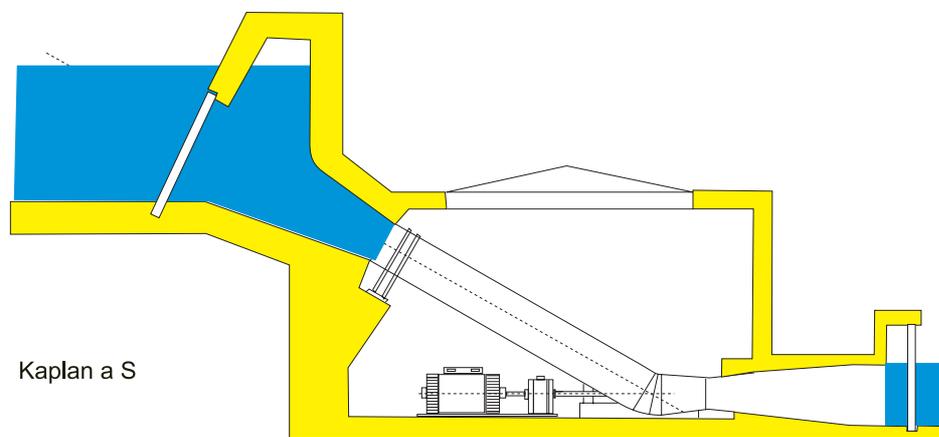
semi-Kaplan con adduzione sifonata
figura 6.18



semi-Kaplan con scarico sifonato
figura 6.19



semi-Kaplan inclinata sifonata
figura 6.20



Kaplan a S

figura 6.21

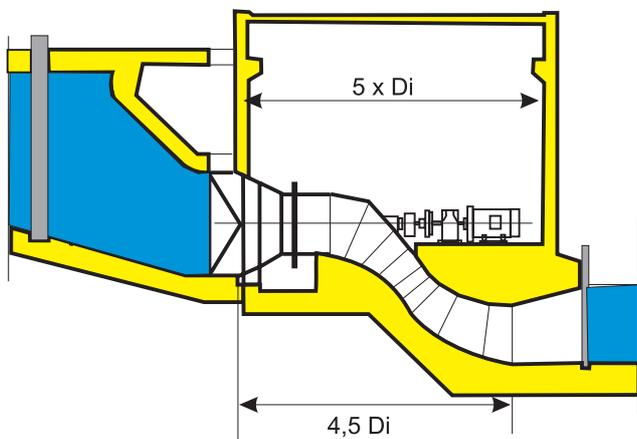


figura 6.22

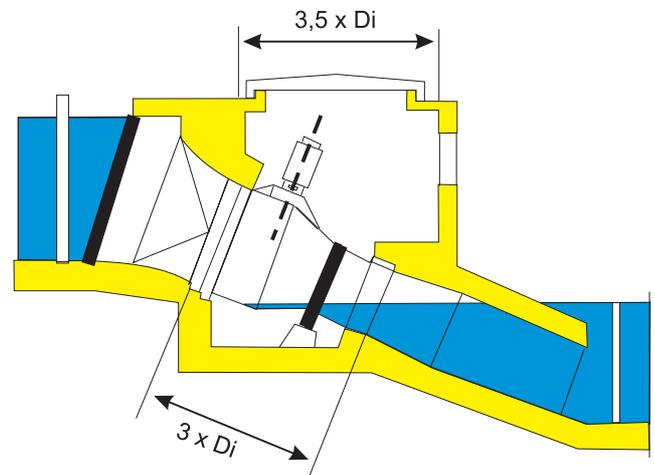


figura 6.23

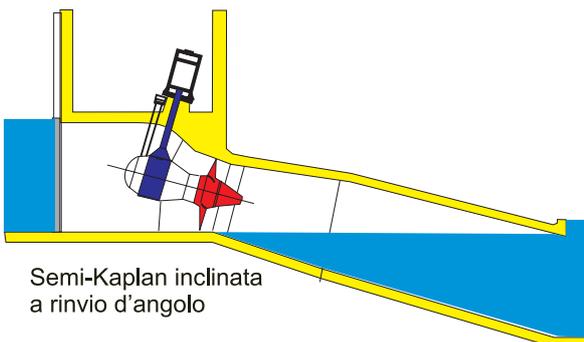


figura 6.24

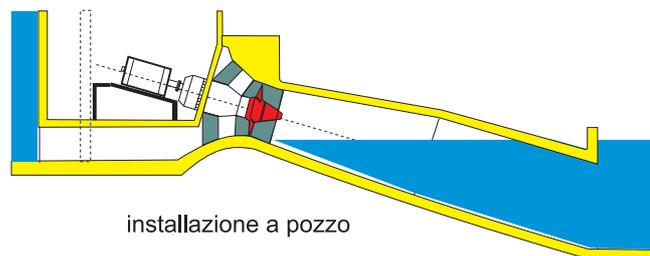


figura 6.25

La soluzione ad S sta diventando molto popolare, benché abbia l'inconveniente che l'asse della turbina attraversa il condotto di scarico - o di adduzione se la S è invertita come in figura 6.22 – con conseguenti perdite di carico non trascurabili, come dimostra un recente studio, secondo il quale in un impianto con un salto di 4 m e una portata nominale di 24 m³/s, la configurazione a rinvio d'angolo a 90° ha un rendimento globale tra il 3 e il 5% maggiore della configurazione ad S. Inoltre, come mostrano le figure 6.22 e 6.23 i volumi di scavo e del calcestruzzo sono molto minori nella configurazione a rinvio d'angolo a 90° rispetto a quelli necessari con la configurazione ad S.

La conformazione a pozzo presenta il vantaggio che i principali organi meccanici sono facilmente accessibili, agevolando l'ispezione e la manutenzione, in particolare modo dell'accoppiamento turbina-moltiplicatore, del moltiplicatore propriamente detto e del generatore.

I condotti idraulici sono semplificati, la turbina risulta più piccola a causa della portata specifica maggiore (30% in più della Kaplan ad asse verticale), le opere civili diventano più economiche da realizzare.

Dato che una turbina a doppia regolazione ha una portata minima tecnica del 20% ed una a semplice regolazione del 40%, tutte le volte che la portata minima

da turbinare sia minore del 40% della massima di progetto, la scelta deve privilegiare la macchina a doppia regolazione.

Poiché una turbina può lavorare con una portata compresa tra la nominale e la minima tecnica, potrebbe risultare interessante installare, invece che una sola macchina, vari gruppi di minore potenza unitaria ed adattare il numero di unità in esercizio alla portata istantanea disponibile. In tal modo tutte le turbine in marcia, meno una, lavoreranno a pieno carico, con un rendimento globale sensibilmente più alto.

L'impiego di turbine multiple, in luogo di una sola di maggior potenza, permette di ridurre il peso e le dimensioni di ciascuna macchina, facilitando il trasporto ed il montaggio in opera.

La velocità di rotazione di una turbina è inversamente proporzionale al suo diametro, per cui le turbine più piccole avranno una coppia d'entrata al moltiplicatore più piccola e quest'ultimo potrà assumere dimensioni inferiori ed essere più affidabile. All'aumentare del numero delle turbine diminuisce il rapporto peso della turbina/m³ di portata turbinata, benché aumenti il rapporto costo del macchinario/m³ di portata turbinata.

Inoltre diminuisce il diametro della ruota, il che comporta una riduzione della luce delle strutture della centrale e quindi del loro spessore.

Installando gruppi identici, possono poi essere riutilizzate le complesse casseforme necessarie a realizzare i condotti idraulici, diminuendo così il costo delle opere civili.

Portata

Un unico valore di portata non ha significato; è necessario conoscere il regime delle portate, preferibilmente rappresentate dalla curva delle durate delle portate (FDC) ottenuta dai dati idrometrici oppure da studi idrologici, antecedenti alla scelta della turbina (vedi i paragrafi 3.3 e 3.6).

Non tutta la portata disponibile, rappresentata sulla curva delle durate, può essere utilizzata per produrre energia elettrica. In primo luogo deve essere scartato il Deflusso Minimo Vitale (DMV), che deve transitare tutto l'anno nel tratto di corso d'acqua sotteso. In secondo luogo ogni tipo di turbina può lavorare con portate comprese tra la nominale e la minima tecnica, sotto la quale la macchina non è stabile.

Come è stato spiegato alla sezione 3.5 del Capitolo 3, la portata ed il salto di progetto individuano un punto nel piano in cui sono riportati i campi di funzionamento di ogni tipo di turbina (fig. 6.26). Tutte le turbine il cui campo di funzionamento comprende il punto sopra definito possono essere utilizzate nell'impianto in questione. La scelta finale sarà il risultato di un processo iterativo, che tenga conto della produzione annuale di energia, dei costi d'investimento e di manutenzione e dell'affidabilità del macchinario.

La figura 6.26 è stata elaborata integrando i valori comunicati da vari costruttori europei e mostra i campi di funzionamento dei diversi tipi di turbine più utilizzate. I limiti non sono rigidi, variando da costruttore a costruttore in funzione della tecnologia utilizzata e pertanto il diagramma ha carattere orientativo.

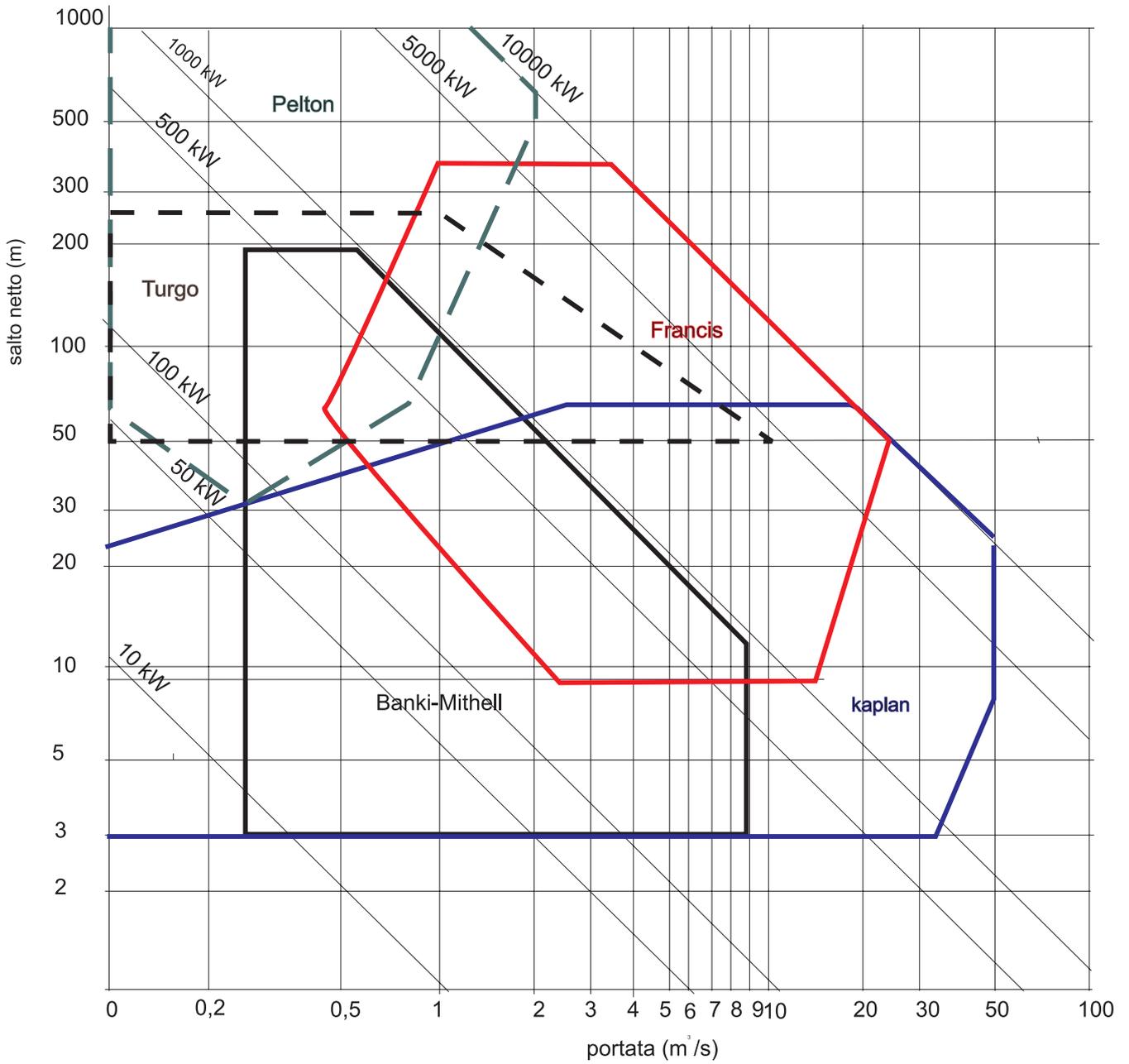


figura 6.26

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, utilizzando una turbina da 800 kW direttamente accoppiata ad un generatore standard da 1.500 rpm, possiamo calcolare il numero di giri caratteristico secondo l'equazione 6.5:

$$n_s = \frac{1500\sqrt{800}}{100^{1,25}} = 134$$

dalla quale si deduce che l'unica scelta possibile è una turbina Francis. Se, al contrario, prevediamo un moltiplicatore con un rapporto di trasmissione massimo di 1:3, la turbina potrà girare tra 500 e 1.500 rpm e quindi il numero di giri caratteristico si collocherà tra 45 e 134 rpm. In queste condizioni, oltre alla Francis, la scelta potrà comprendere una Turgo, una "cross-flow" od una Pelton a due getti.

Supponiamo ancora di dover installare una turbina di 1500 kW di potenza in un impianto con un salto di 400 m, direttamente accoppiata ad un generatore da 1.000 rpm. Calcoliamo subito la velocità specifica:

$$n_s = \frac{n\sqrt{P}}{H^{1,25}} = \frac{1000\sqrt{1500}}{400^{1,25}} = 21,65$$

la quale ci conferma che dobbiamo scegliere una Pelton ad un getto, con un diametro, in accordo alla 6.8:

$$D = \frac{38,567\sqrt{400}}{1000} = 0,77 \text{ m}$$

Cavitazione

Quando la pressione in un liquido in movimento scende sotto la sua tensione di vapore, ha luogo l'evaporazione del liquido, con la formazione di un gran numero di piccole bolle, che 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 cavitava fa un rumore come se fosse attraversata da ghiaia).

L'azione continua ripetuta di queste pressioni a carattere impulsivo produce 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 danneggiata seriamente ed alla fine deve essere fermata e riparata, se si è intervenuti in tempo.

L'esperienza dimostra che esiste un coefficiente, chiamato s_T di Thoma, che definisce con sufficiente precisione i parametri che danno luogo alla cavitazione.

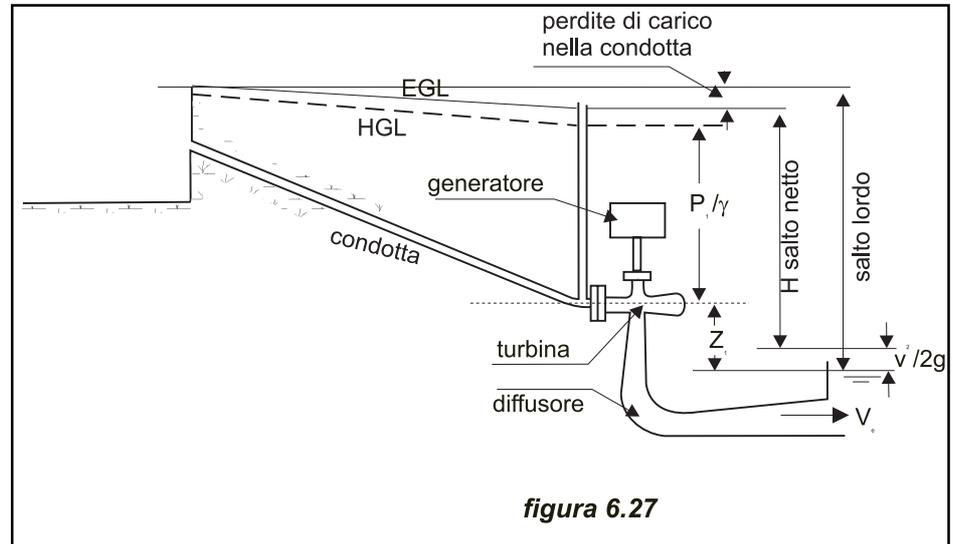


figura 6.27

Questo coefficiente è dato dall'equazione:

$$\sigma_T = H_{asp} / H \quad (6.13)$$

nella quale H_{asp} è l'altezza d'aspirazione netta ed H il salto netto dell'impianto.

Secondo la figura 6.27

$$H_{asp} = H_{atm} - z - H_{vap} + V_d^2 / 2g + H_d \quad (6.14)$$

Dove:

H_{asp} altezza netta positiva d'aspirazione;

H_{atm} altezza in metri di colonna d'acqua equivalente alla pressione atmosferica del luogo dove è ubicata la centrale;

H_{vap} tensione di vapore dell'acqua, in metri di colonna d'acqua;

z 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);

V_d velocità media nel canale di scarico;

H_d perdita di carico nel diffusore.

Se trascuriamo le perdite di carico nel diffusore e quelle di uscita dallo stesso, pari all'altezza cinetica, il valore della σ_T di Thoma assume l'espressione:

$$\sigma_T = (H_{atm} - H_{vap} - z) / H \quad (6.15)$$

Per non avere cavitazione, la turbina dovrebbe essere installata ad un'altezza z_p sopra il livello minimo del pelo acqua nel canale di restituzione pari a:

$$z_p = H_{atm} - H_{vap} - \sigma_T H \quad (6.16)$$

Il valore σ_T da 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:

$$\text{Francis } \sigma_T = 7,54 \times 10^{-5} \times n_s^{1,41} \quad (6.17)$$

$$\text{Kaplan } \sigma_T = 6,40 \times 10^{-5} \times n_s^{1,46} \quad (6.18)$$

E' 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 $s_r = 0,088$) se installata al livello del mare esige un'altezza d'aspirazione:

$$z = 10,3 - 0,09 - 0,088 \times 100 = 1,41 \text{ m}$$

mentre se viene installata a 2.000 m.s.l.m. necessita di un'altezza:

$$z = 8,1 - 0,09 - 0,088 \times 100 = - 0,79 \text{ m}$$

che richiede scavi maggiori

Velocità di rotazione

Secondo l'equazione (6.5) la velocità di rotazione è funzione del numero di giri caratteristico, della potenza 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 6.2, sia che essa sia accoppiata direttamente al generatore sia che venga interposto un moltiplicatore di giri.

Tabella 6.2 – Velocità di sincronizzazione (rpm) di generatori

Numero di poli	Frequenza		Numero di poli	Frequenza	
	50 Hz	60 Hz		50 Hz	60 Hz
2	3000	3600	16	375	450
4	1500	1800	18	333	400
6	1000	1200	20	300	360
8	750	900	22	272	327
10	600	720	24	250	300

Velocità di fuga

In caso di distacco improvviso del carico esterno (per l'apertura dell'interruttore di parallelo o per un guasto all'eccitazione) mentre il gruppo idroelettrico sta lavorando al massimo carico, la turbina aumenta la sua velocità di rotazione fino a raggiungere, teoricamente, quella che è nota come *velocità di fuga*. Questa varia a seconda del tipo di turbina (tabella 6.3), dell'angolo di apertura dell'eventuale distributore e del salto. Nelle turbine Kaplan arriva fino a 3,2 volte la velocità nominale, nelle Francis, Pelton, Banki e Turgo il rapporto varia tra 1,8 e 2. Si deve tener presente che all'aumentare della velocità di fuga aumenta il costo del generatore e del moltiplicatore, i quali debbono essere progettati per resistere alle sollecitazioni indotte da questa possibile situazione.

Rendimento delle turbine

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-41) o, se applicabile, "International Code for the model acceptance tests" (IEC-193).

Il rendimento è definito come il rapporto tra la potenza meccanica trasmessa all'asse turbina e la potenza idraulica assorbita nelle condizioni di salto e di portata nominali.

Tabella 6.3

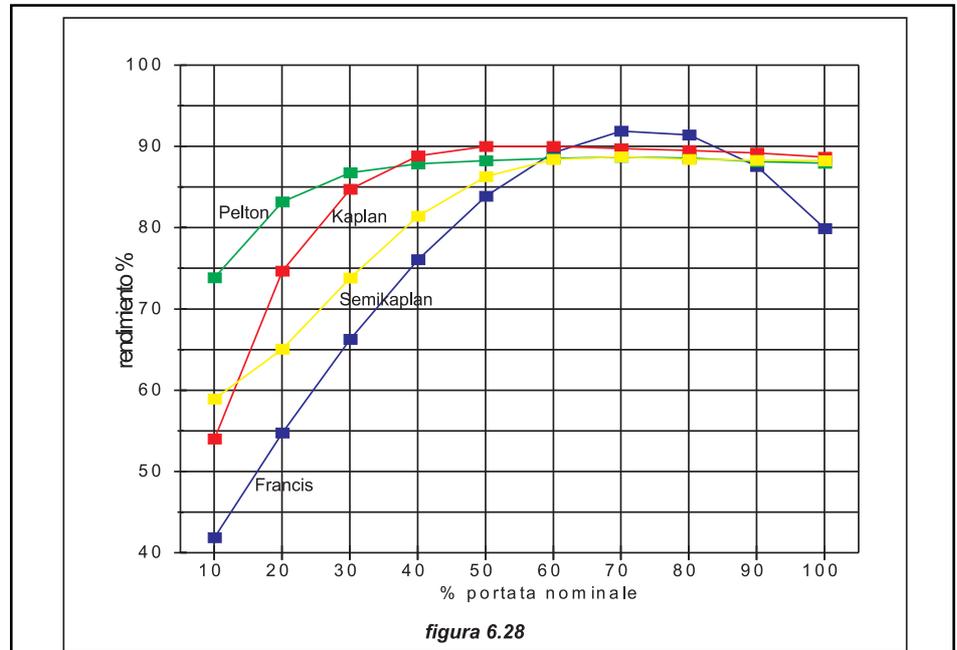
Tipo di turbina	Velocità normale n (rpm)	Velocità di fuga n_{max}/n
Kaplan a semplice regolazione	75-100	2,0-2,4
Kaplan a doppia regolazione	75-150	2,8-3,2
Francis	500-1.500	1,8-2,2
Pelton	500-1.500	1,8-2,0
Cross-flow	60-1.000	1,8-2,0
Turgo	600-1.000	2

E' necessario osservare che nelle turbine ad azione (Pelton, Turgo e *cross-flow*), 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 rispetto alle turbine a reazione, che utilizzano tutto il dislivello disponibile. La differenza è tutt'altro che trascurabile negli impianti a bassa caduta.

A causa delle perdite di carico presenti nelle turbine a reazione, esse utilizzano un salto H_u minore di quello netto H_n , così come è stato definito nella figura 6.27. Si tratta essenzialmente di perdite per attrito nella cassa spirale, nel passaggio tra le pale del distributore e tra quelle della ruota, ma soprattutto nel diffusore. Esso è progettato per recuperare la maggior percentuale di perdite d'energia cinetica corrispondente alla velocità di uscita dell'acqua dalla ruota e la sua funzione è critica specialmente con ruote ad elevato numero di giri caratteristico, nelle quali le perdite di carico di questo tipo potrebbero raggiungere il 50% del salto (mentre nella Francis lenta rappresentano solo il 3-4%). La colonna d'acqua che aziona la turbina equivale quindi al salto netto diminuito della pressione equivalente all'energia cinetica dissipata nel diffusore, quantificata dall'espressione $V_{re}^2/2g$ (essendo V_{re} la velocità media d'uscita dal diffusore). E' per questo che, allo scopo di ridurre la velocità media d'uscita dal diffusore, si aumenta l'area di passaggio mediante un profilo generalmente conico. Piccoli angoli di conicità comportano lunghi, e quindi costosi, diffusori, ma, d'altra parte, non si possono superare gli 8° circa per non incorrere nel pericolo di distacchi di vena dalle pareti. Cercando un equilibrio tra il buon funzionamento idraulico ed i costi, i progettisti arrivano a valori dell'angolo di conicità di circa 15°.

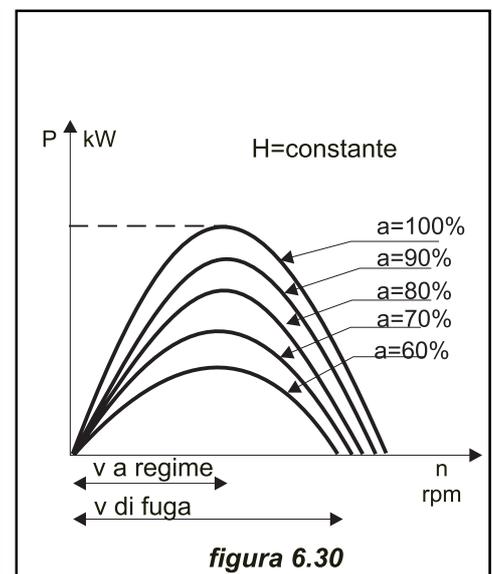
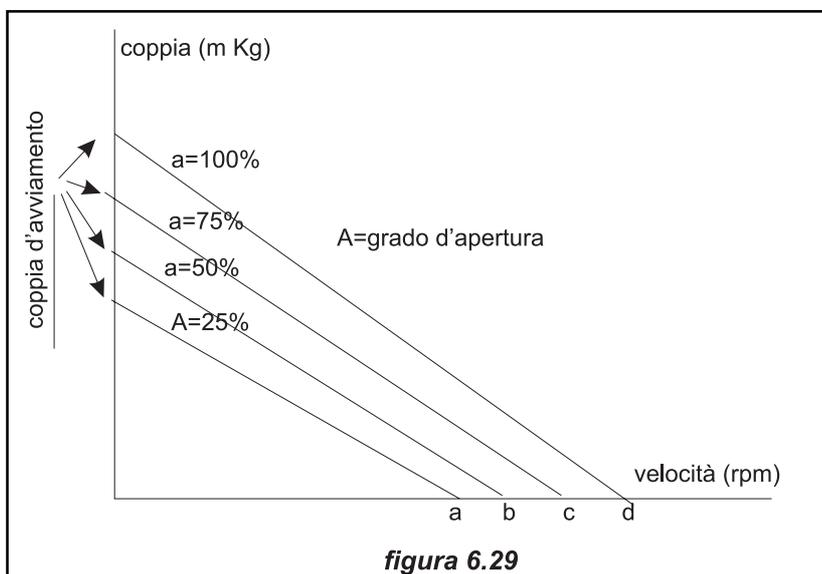
E' noto che all'uscita della turbina l'acqua mantiene un certo movimento rotatorio, che se è eccessivo dà luogo a variazioni di pressione ed instabilità, però, entro certi limiti, migliora il rendimento del diffusore. Per tutto quanto sopra scritto, il comportamento del diffusore ha una tale importanza che si raccomanda sia fornito dal costruttore della turbina o, quanto meno, realizzato in base ad i disegni dallo stesso forniti.

Ad oggi non esiste alcun codice che definisca il salto netto nelle turbine *cross-flow* o il loro rendimento e pertanto deve essere usata molta cautela quando si paragona il rendimento di queste macchine a quello di turbine a reazione. Tuttavia, misurando il salto netto con il medesimo criterio utilizzato per le Pelton, il loro rendimento raramente raggiunge l'84%, ma viene mantenuto anche con forti parzializzazioni, fino ad un sesto della portata massima.



La figura 6.28 riporta le curve di rendimento in funzione del salto per diversi tipi di turbina. Per calcolare il rendimento totale del gruppo turbo-generatore deve moltiplicarsi il rendimento della turbina per quello del moltiplicatore (se esiste) e per quello del generatore. La turbina è progettata per funzionare al punto di massimo rendimento, che corrisponde normalmente all'80% della portata massima. Quando la portata si allontana da questo punto ottimale – sia in aumento sia in diminuzione – il rendimento cala fino a che, raggiunto il minimo tecnico, la turbina non può più funzionare.

Le turbine Kaplan a doppia regolazione e le Pelton mantengono un rendimento accettabile fino al 20% della portata massima. Le semi-Kaplan lavorano efficientemente sopra il 40% e la Francis con camera a spirale solamente fino al 50%.



Sotto il 40%, una turbina Francis può manifestare, in relazione alle condizioni in cui è stata installata, problemi di vibrazioni che rendono instabile il suo funzionamento e obbligano a fermarla.

Le turbine ad elica con pale e distributore fissi possono operare soddisfacentemente solo in un campo molto limitato attorno alla loro portata nominale.

Si osserva che una turbina ad elica monoregolante assicura un rendimento migliore se la regolazione avviene sulle pale della ruota, piuttosto che su quelle del distributore

6.1.4 Curve caratteristiche delle turbine

I costruttori di turbine ricavano in laboratorio, su modelli in scala ridotta, le curve tipiche che correlano le principali caratteristiche delle macchine.

Curve caratteristiche di coppia/velocità

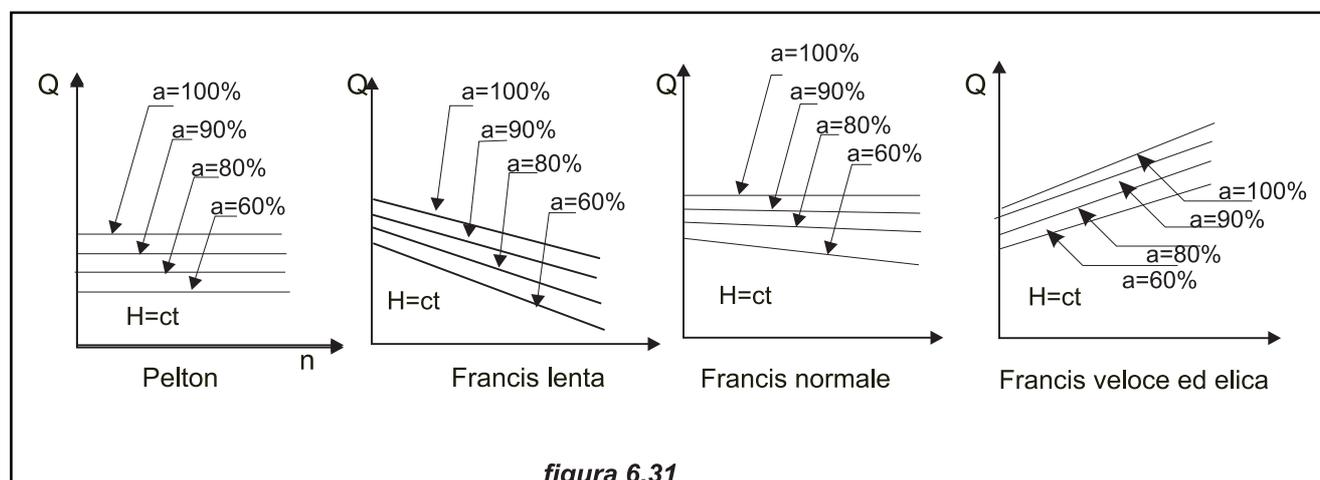
Sono curve (figura 6.29) che rappresentano come varia la coppia in funzione della velocità di rotazione a vari gradi d'apertura della macchina. Le curve denotano che, per un dato valore d'apertura, la coppia diminuisce linearmente all'aumentare della velocità. Il valore massimo della coppia si ha per una velocità di rotazione nulla, da cui deriva l'alto valore della coppia d'avviamento caratteristica delle turbine idrauliche. La velocità nel punto d'intercettazione dell'asse delle ascisse (coppia nulla) è la velocità di fuga della macchina.

Curve caratteristiche di potenza/velocità

Sono curve (figura 6.30) tracciate in funzione del grado d'apertura (a) a salto netto costante. Le curve, di forma parabolica, incontrano l'asse delle ascisse in due punti che corrispondono a velocità nulla e velocità di fuga.

Curve caratteristiche di portata/velocità

Praticamente lineari (figura 6.31), mettono in relazione la portata che può entrare nella turbina a differenti velocità di rotazione, sotto salto costante e a diversi gradi d'apertura (a). Nelle turbine Pelton le rette sono quasi orizzontali; nelle Francis lente sono in discesa (all'aumento della velocità la turbina accetta una portata minore); nelle Francis veloci, in salita.



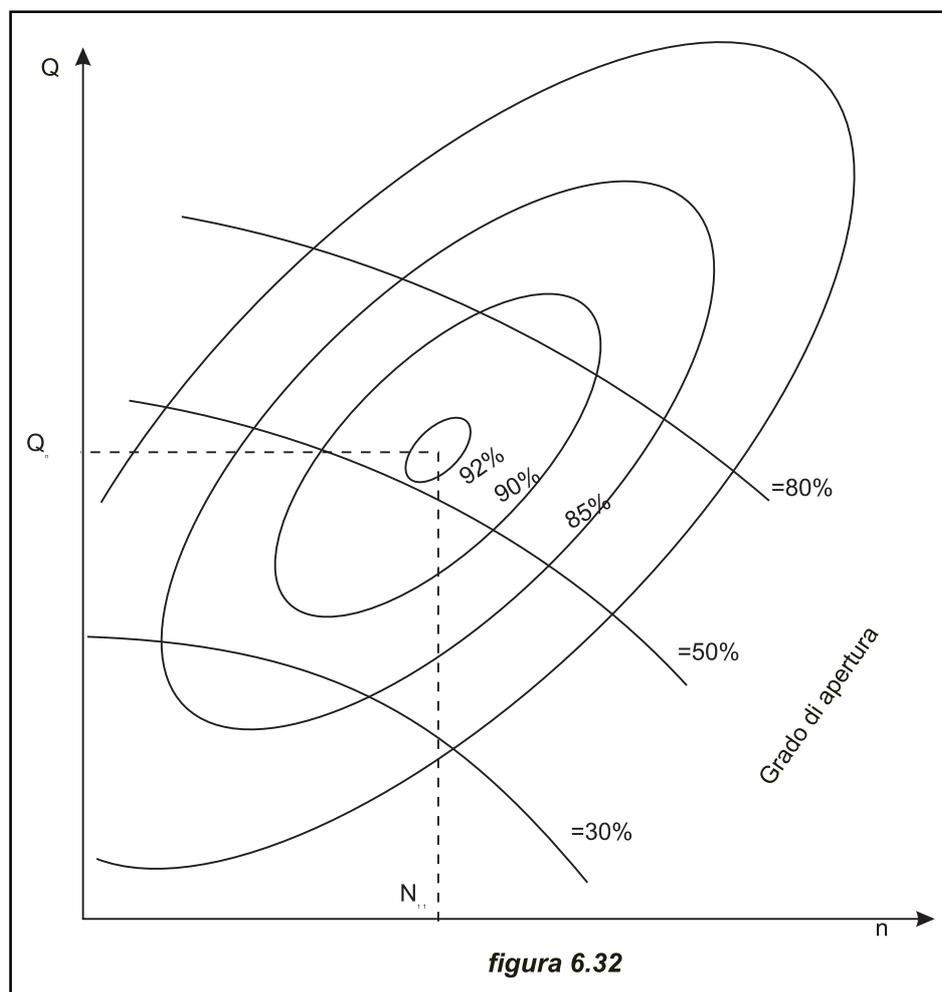
Curve caratteristiche delle prestazioni

Unendo i punti ad egual rendimento in un piano portata/velocità, si ottengono dei tracciati simili alle curve di livello di un piano topografico (figura 6.32). Se si aggiunge la potenza come terzo asse, queste curve tridimensionali formano i cosiddetti collinari del rendimento.

6.1.5 Prestazioni di una turbina in situazioni diverse

Può succedere, soprattutto in caso d'ammodernamento di un impianto esistente, di dover utilizzare, per fattori economici, turbine con caratteristiche nominali che approssimano quelle dell'impianto, ma non sono propriamente identiche.

E' noto che la portata, la velocità e la potenza di una turbina sono specifici dell'impianto e sono funzioni del salto con il quale la turbina lavora. In accordo con la legge della similitudine, una macchina progettata per lavorare con certi parametri - caratterizzati dal suffisso 1 - mostrerà altre caratteristiche che quando lavorerà con altri parametri - caratterizzati dal suffisso 2. La portata "Q", come nel caso d'efflusso attraverso un orifizio, sarà proporzionale alla radice quadrata del salto "H".



$$\frac{Q_2}{Q_1} = \frac{\sqrt{H_2}}{\sqrt{H_1}} \text{ e cioè } Q_2 = Q_1 \frac{\sqrt{H_2}}{\sqrt{H_1}}$$

La velocità "n" di una turbina è proporzionale alla velocità del flusso, a sua volta proporzionale alla radice quadrata di "H".

$$\frac{n_2}{n_1} = \frac{\sqrt{H_2}}{\sqrt{H_1}} \text{ da cui } n_2 = n_1 \frac{\sqrt{H_2}}{\sqrt{H_1}}$$

Quando la turbina installata nelle nuove condizioni gira alla velocità "n₂", la potenza "P" è proporzionale al prodotto della portata per il salto.

$$\frac{P_2}{P_1} = \frac{Q_2}{Q_1} \frac{H_2}{H_1} = \left(\frac{H_2}{H_1} \right)^{3/2} \text{ oppure } P_2 = P_1 \left(\frac{H_2}{H_1} \right)^{3/2}$$

L'albero della turbina è progettato per sopportare una torsione che è direttamente proporzionale alla potenza ed inversamente proporzionale alla velocità della turbina.

$$\frac{T_2}{T_1} = \frac{P_2}{P_1} \frac{n_1}{n_2} = \left(\frac{H_2}{H_1} \right)^{3/2} \left(\frac{H_1}{H_2} \right)^{1/2} = \frac{H_2}{H_1}$$

Dal momento che la coppia torcente è proporzionale al cubo del diametro dell'asse:

$$d_{s2} = d_{s1} \left(\frac{H_2}{H_1} \right)^{1/3}$$

si deduce che, se l'asse della turbina era correttamente dimensionato, esso potrà venire utilizzato nella nuova situazione, a patto che il salto sia inferiore a quello per il quale la macchina era progettata. Lo stesso può dirsi per le altre componenti: pale direttrici, pale della ruota, tenute, etc.

Anche il moltiplicatore dovrà essere verificato. Se il salto è di poco superiore sarà necessario ricalcolare i componenti più sollecitati e talvolta rinforzarli, altrimenti si corre il rischio di una riduzione eccessiva dei coefficienti di sicurezza.

Mantenendo l'appropriato numero di giri all'uscita del moltiplicatore, è possibile recuperare senza problemi il generatore.

Se si ha a che fare con una turbina a reazione, dovrà essere verificata l'altezza di installazione per evitare la cavitazione.

Per far ciò sarebbe auspicabile che il fornitore della macchina comunicasse il coefficiente sigma di Thoma corrispondente alla nuova situazione, altrimenti si farà ricorso al valore ottenuto dall'equazione (6.17).

6.2 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, per quanto sia preferibile, in generale, un giungo elastico, che tollera piccoli errori di allineamento.

In generale, soprattutto con turbine di piccola potenza, le ruote girano a meno di 400 rpm e ciò comporta l'obbligo di ricorrere ad 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, ad un generatore speciale, costruito apposta per le esigenze specifiche.

6.2.1 Tipi di moltiplicatori

I moltiplicatori possono essere classificati in funzione del tipo d'ingranaggi utilizzati per la loro costruzione. Possono essere:

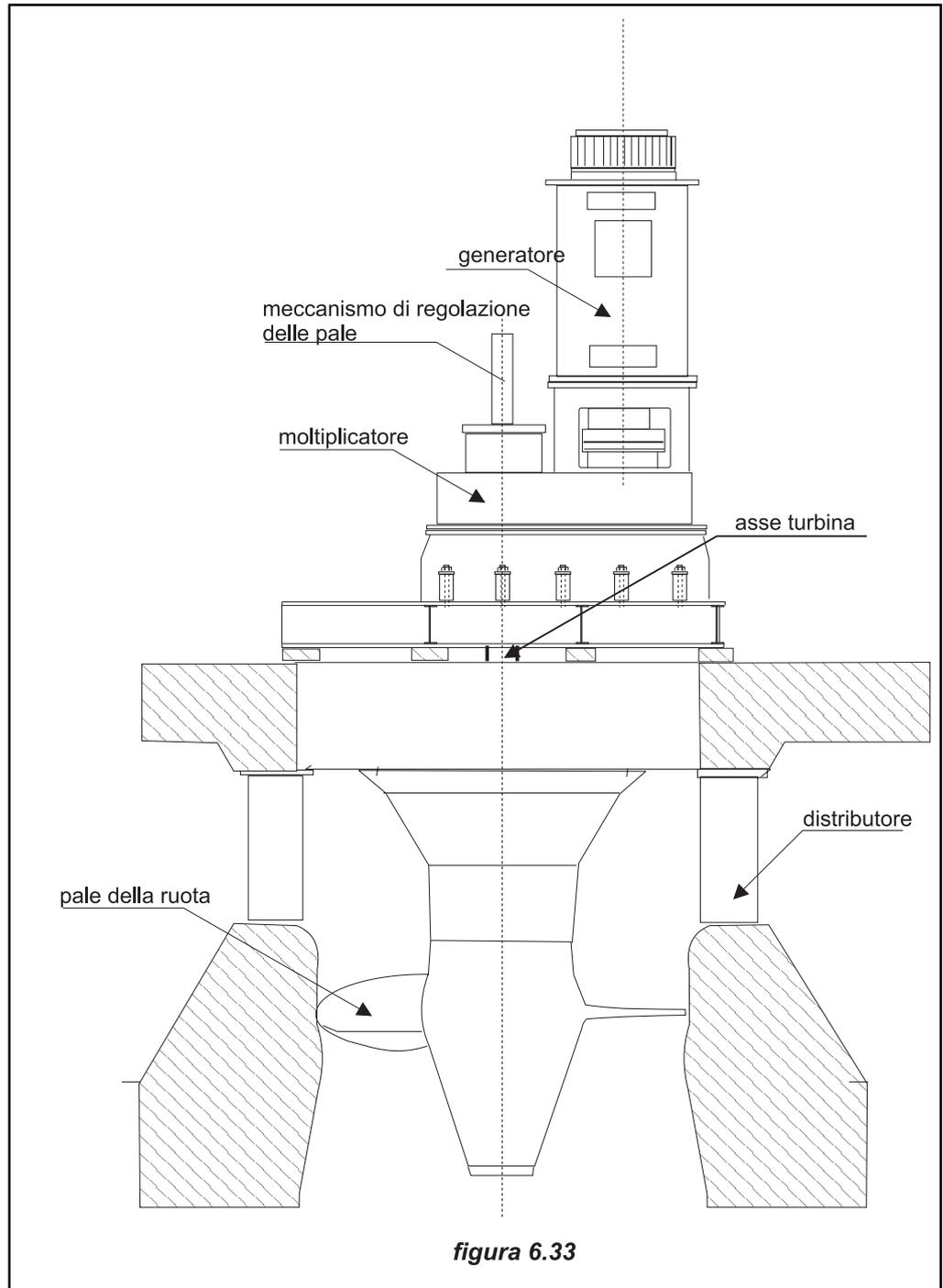
- Paralleli:** utilizzano ingranaggi elicoidali su assi paralleli e sono idonei per potenze medie. La figura 6.33 e la fotografia 6.9 mostrano un moltiplicatore ad assi verticali, accoppiato ad una turbina Kaplan verticale.
- Conici:** generalmente limitati a piccole potenze, utilizzano ingranaggi conici a spirale per un rinvio d'angolo di 90°. La figura 6.34 illustra un moltiplicatore di questo tipo a due stadi: il primo ad ingranaggi planetari ed il secondo ad ingranaggi conici.
- Epicycloidali:** montano ingranaggi epicycloidali che garantiscono una grande compattezza; sono particolarmente adatti a potenze superiori a 2 MW.

6.2.2 Progetto di un moltiplicatore

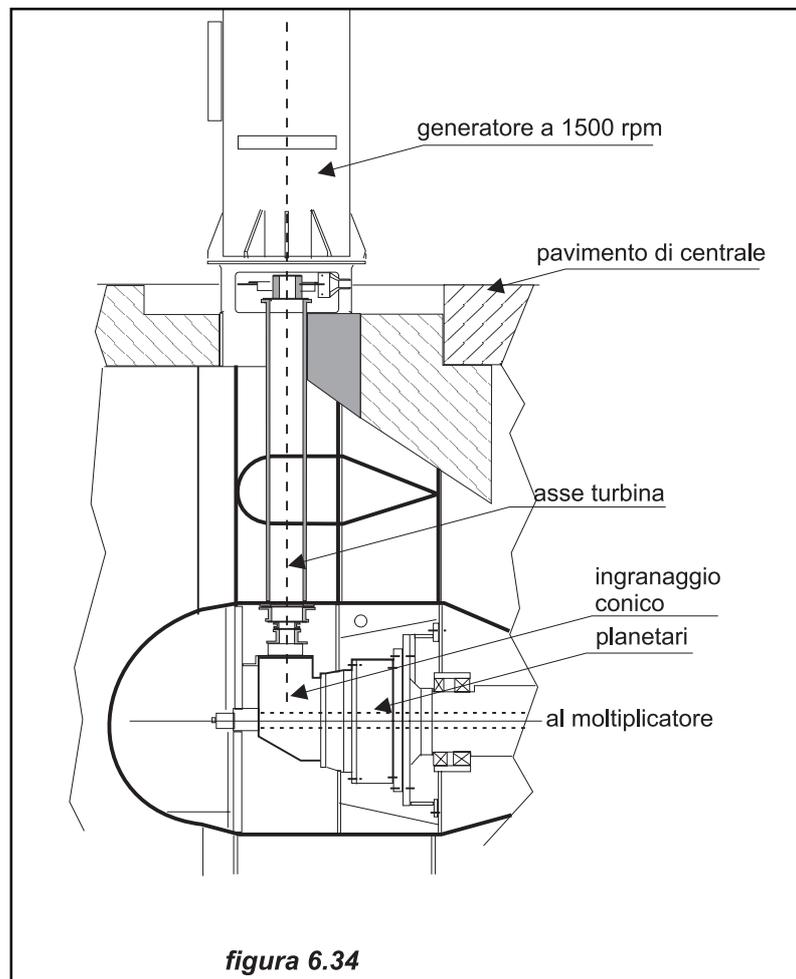
La cassa deve garantire, anche alle sollecitazioni esterne, il corretto allineamento dei componenti. In generale è realizzata in acciaio saldato, fortemente irrigidito per poter resistere, senza deformazioni, agli sforzi trasmessi dalla turbina e dal generatore.

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, che può essere un elemento sacrificale dell'accoppiamento, 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 debbono 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 privilegiano i cuscinetti a rulli, 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.

6.2.3 Manutenzione dei moltiplicatori

Almeno il 70% delle avarie ai moltiplicatori sono dovute a problemi al circuito di lubrificazione.

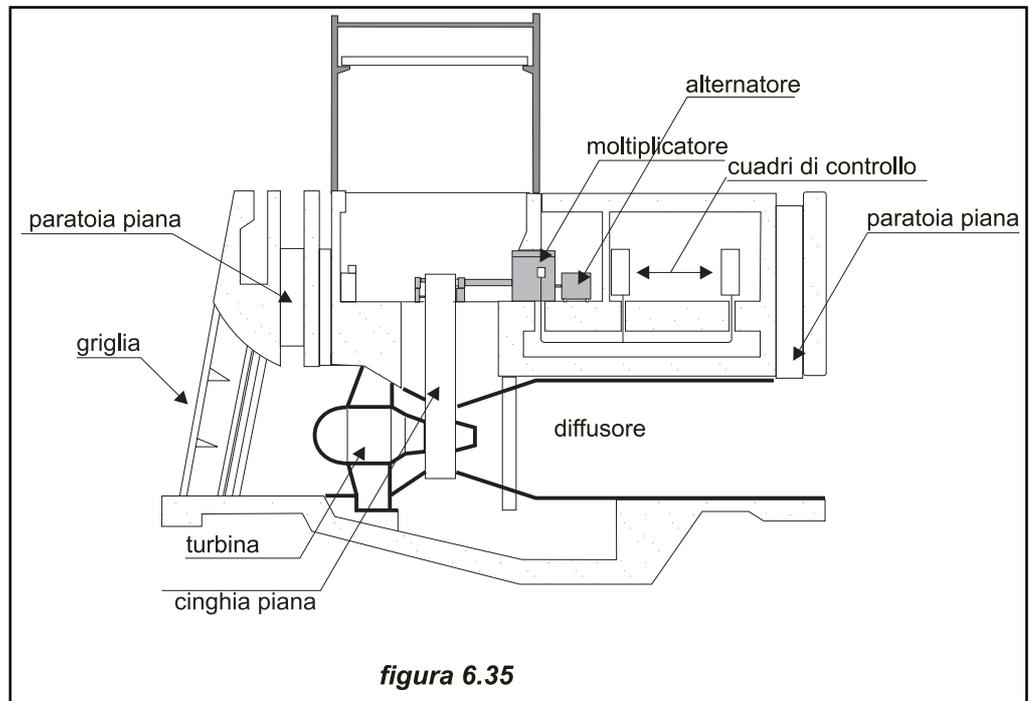


figura 6.35

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 ad ingranaggi aumentano considerevolmente il livello di rumore in centrale e richiedono una manutenzione impegnativa. Inoltre causano una perdita di rendimento pari o maggiore al 2% della potenza ed è per questo che vengono costantemente cercate soluzioni alternative. La figura 6.35 mostra un esempio d'applicazione di una cinghia piana in alternativa ad un moltiplicatore ad ingranaggi. Nei piccoli impianti l'impiego di cinghie trapezoidali sta diventando molto popolare.

6.3 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 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 ed inoltre forniscono, una volta connessi, l'energia reattiva richiesta dal sistema. I generatori sincroni possono funzionare staccati dalla rete (in isola). Normalmente, se la



fotografia 6.9

potenza è maggiore di 5.000 kVA, si impiegano generatori sincroni.

- *Alternatori asincroni*, sono semplici motori ad induzione con rotore a gabbia di scoiattolo, senza possibilità di regolazione della tensione. Girano ad 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.

Gli alternatori sincroni sono più costosi e si utilizzano per alimentare piccole reti, nelle quali la potenza del generatore rappresenta una porzione sostanziale del carico del sistema, o in tutti i casi in cui la potenza della turbina supera i 5.000 kVA.

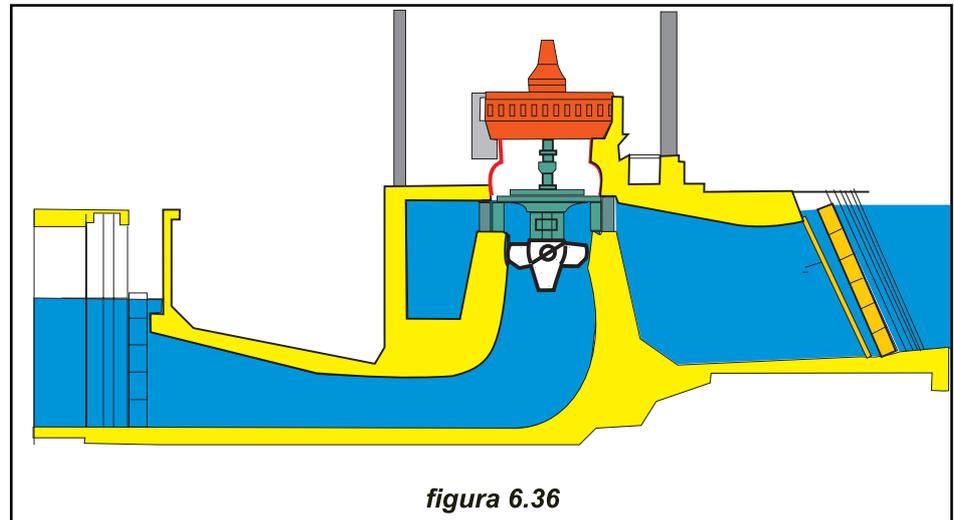
Gli asincroni si utilizzano in grandi reti, nelle quali la loro potenza rappresenta una percentuale trascurabile del carico di sistema. Il loro rendimento, in tutto il campo di funzionamento, è dal due al quattro per cento inferiore a quello degli alternatori sincroni.

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. Questo sistema consente di "sincronizzare" il generatore con la rete, prima ancora che abbia iniziato a girare. Il cuore del sistema risiede nell'adozione di un convertitore risonante-serie in congiunzione con una macchina a doppia alimentazione ¹² (statore e rotore).

Le sue uniche limitazioni, per il momento, sono la potenza massima piuttosto bassa, ed il costo elevato.

La tensione di generazione è determinata dalla potenza dell'alternatore. Di norma si cerca di generare a 380 V fino a 1.400 kVA ed a 6.000/6.600 V con potenze maggiori.

La tensione di 380 V ha il vantaggio di poter impiegare trasformatori normalizzati da distribuzione e di poter derivare direttamente dal secondario la potenza necessaria per i servizi ausiliari di centrale. Quando si genera in MT, l'alimentazione degli ausiliari viene presa dalla linea per mezzo di trasformatori MT/BT.



6.3.1 Installazione di generatori rispetto alla turbina

I generatori possono essere ad asse orizzontale o ad asse verticale, indipendentemente da quale sia il tipo o la configurazione della turbina, però, come regola generale, essi tendono ad adottare la medesima configurazione della turbina. Nelle turbine Kaplan o ad elica inclinate si utilizza invece, per ragioni di spazio disponibili, un moltiplicatore a rinvio d'angolo a 90° . La figura 6.36 illustra una turbina Kaplan ad asse verticale, da 214 rpm, accoppiata direttamente ad un generatore non standard a 28 poli.

Nella fotografia 6.9 si vede un'altra configurazione del medesimo tipo, però accoppiata ad un generatore standard a mezzo di un moltiplicatore ad assi paralleli ed ingranaggi elicoidali.

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, evitando che l'albero attraversi il tubo di scarico, aumentando le perdite di carico e complicando la costruzione. 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, impiegando scambiatori acqua-aria all'interno della macchina.

6.3.2 Eccitazione

Per eccitare un generatore sincrono si fa circolare una corrente continua attraverso i poli induttori. 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.

Eccitrici rotanti in corrente continua

I poli dell'eccitatrice principale e di quella ausiliaria sono montati sopra l'albero del generatore principale. Nei generatori di taglia maggior è impiegata anche un'eccitatrice pilota. L'eccitatrice pilota può essere avviata sfruttando il campo magnetico residuo e fornisce la corrente d'eccitazione alla principale, la quale a sua volta alimenta il rotore del generatore.

L'uso di due eccitrici in cascata sopra descritto amplifica la potenza e la regolazione della tensione, consentendo l'adozione di circuiti di minore potenza e macchine più piccole.

Eccitrici *brushless*

Si utilizza, invece che una dinamo, un piccolo alternatore, il cui induttore è montato direttamente sul rotore del generatore principale. Un raddrizzatore a stato solido, 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.

Eccitrici statiche

La corrente d'eccitazione è prelevata, mediante trasformatori, direttamente dai morsetti del generatore. Questa corrente è raddrizzata ed immessa nei poli del rotore per mezzo di un sistema di spazzole ed 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 di iniziare a produrre corrente e questo basta per raggiungere rapidamente i modesti valori necessari ad assicurare il regolare funzionamento del generatore.

Questo tipo di eccitazione richiede poca manutenzione, ha un rendimento elevato e la velocità di risposta del generatore alle variazioni di tensione è molto buona.

6.3.3 Regolazione di tensione e di sincronismo

6.3.3.1 Generatori asincroni

Un generatore asincrono necessita, per la sua magnetizzazione, di una certa potenza reattiva dalla rete e quindi esiste la possibilità teorica di accoppiarlo ad una batteria di condensatori, proporzionati per l'energia magnetizzante necessaria. La frequenza della rete definisce la velocità di rotazione del campo rotante statorico ed 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 ad una velocità del 90-95% di quella di sincronismo, raggiunta la quale il relè di velocità

comanda la chiusura dell'interruttore di parallelo con la linea. Il generatore passa rapidamente alla velocità di ipersincronismo, raggiungendo un valore per il quale sono uguali la coppia motore e quella resistente nel campo di funzionamento stabile.

6.3.3.2 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 ed 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 ad un valore predeterminato, indipendentemente dai carichi alimentati. Se il generatore è inserito in una rete estesa, il regolatore deve mantenere la potenza reattiva al valore voluto.

6.4 Regolazione della turbina

Le turbine sono progettate per un salto ed una portata predeterminata. Qualunque variazione di questi parametri deve essere compensata aprendo o chiudendo i dispositivi di regolazione della portata, come le pale direttrici, valvole o paratoie, al fine di mantenere costante, qualsiasi sia la potenza d'uscita sulla rete, 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; viceversa quando avviene un distacco di carico.

In via di principio esistono due metodi per regolare la velocità in queste situazioni: variare la portata d'ingresso nella turbina oppure dissipare l'eccesso di potenza prodotta in banchi di resistenze.

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 caso di un generatore asincrono, inserito in una grande rete di distribuzione dalla quale preleva la corrente per creare il proprio campo magnetico, la rete stessa s'incarica di regolare la frequenza, per cui 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.

Nel secondo metodo di regolazione della velocità, solo accennato sopra, 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.

I regolatori che lavorano con il primo metodo si costruiscono per tutta la gamma delle potenze. Quelli che agiscono nel secondo modo raramente superano i 100 kW.

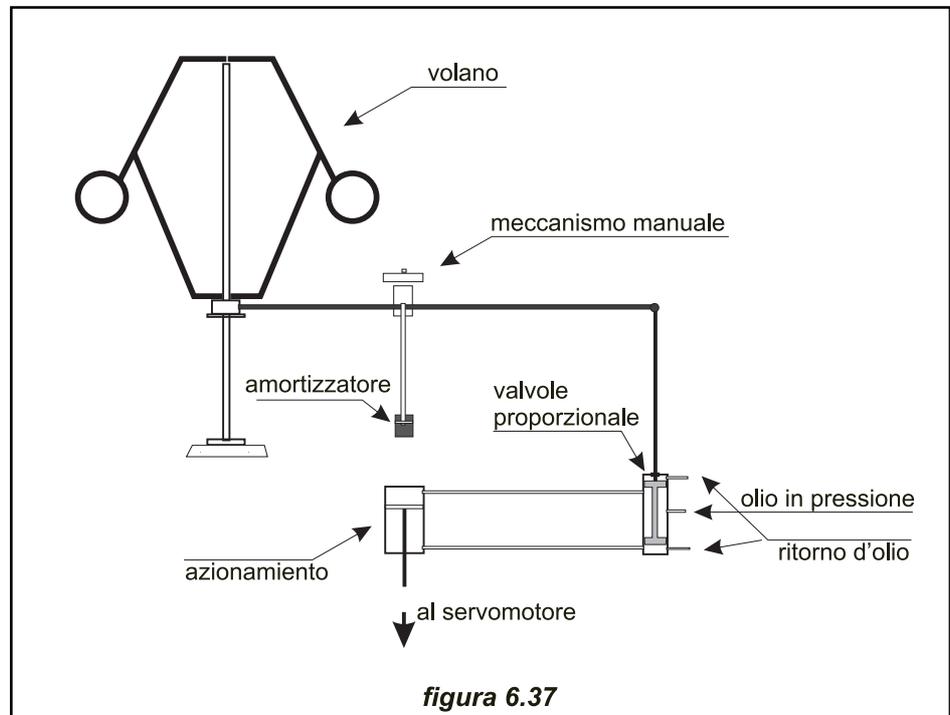
6.4.1 Regolatori di velocità

Un regolatore di velocità consiste essenzialmente in un sensore che rileva le deviazioni della velocità rispetto ad 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 sbarrare 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 cucchiai, senza dover chiudere totalmente l'iniettore.

Il servomotore, in generale un cilindro idraulico collegato meccanicamente - secondo il tipo di turbina - alle pale direttrici o all'iniettore, 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.



fotografia 6.10



I regolatori possono essere meccanici, meccano-idraulici o elettro-idraulici, secondo la precisione di regolazione che si desidera ottenere.

I meccanici sono adottati solamente nelle micro turbine di pochi kW di potenza, essendo costituiti da un centrifugo a palle molto pesanti, che agisce direttamente sul distributore.

I meccano-idraulici, più comuni, utilizzano anch'essi un sensore a palle, però più leggero e preciso. Quando la turbina è sovraccaricata e quindi rallenta, le pale scendono ed 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 ω , che è equivalente, la frequenza di generazione.

In un regolatore elettro-idraulico un sensore elettronico "sente" permanentemente la frequenza e trasmette il segnale ad un nodo di somma, nel quale è confrontato con il valore di consegna. 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.

Tutti questi sistemi di regolazione agiscono per azione e reazione, correggendo continuamente la posizione del distributore, il che provoca una certa instabilità nel gruppo. Nei sistemi meccano-idraulici s'interpone un ammortizzatore idraulico ("dash pot") che ritarda l'apertura della valvola pilota (figura 6.37). Nei sistemi elettro-idraulici si arriva ad un grado di sofisticazione molto superiore, di modo che la regolazione, che può essere proporzionale, integrale e derivativa (PID), dà luogo ad oscillazioni minime.

Per assicurare il controllo della velocità della turbina per mezzo della regolazione dell'acqua entrante, 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 aggiuntiva che aiuta ad affinare la regolazione.

L'equazione base di un sistema rotante è:

$$J \frac{d\Omega}{dt} = T_t - T_c$$

nella quale:

- J = momento d'inerzia delle componenti rotanti
- W = velocità angolare
- T_t = coppia motrice
- T_c = coppia resistente

Quando T_t è uguale a T_c, dW/dt = 0 e W = costante, quindi il sistema è stabile. Quando T_t è maggiore o minore di T_c, W non è costante ed il regolatore di velocità deve intervenire in modo che la potenza generata sia uguale a quella richiesta.

La regolazione della velocità è funzione dell'inerzia del volano e della colonna d'acqua. Il tempo d'avviamento delle parti rotanti è dato da:

$$t_s = \frac{J\Omega^2}{P} = \frac{WR^2n_o^2}{5.086P_{kw}}$$

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 risulta:

$$t_w = \frac{\sum Lv}{gH}$$

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 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 riguardo al colpo d'ariete ed alla velocità di fuga.

6.5 Quadri di controllo e di potenza

In tutte le nazioni, le norme per l'erogazione d'elettricità obbligano le società di distribuzione a mantenere, entro limiti molto stretti, la sicurezza e la qualità del servizio. Il produttore indipendente, se la sua centrale è collegata alla rete, deve gestirla 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.

Il controllo si realizza mediante apparati perciò più o meno sofisticati per misurare la tensione, l'intensità e la frequenza della corrente in ognuna delle tre fasi, l'energia prodotta dal generatore, il fattore di potenza ed eventualmente il livello dell'acqua nella camera di 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.

Affinché i diversi sistemi di protezione possano compiere il loro dovere, 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.

Come elementi di protezione sono necessari:

- Relè di protezione dell'interconnessione, che garantiscano il distacco in caso di guasti alla rete.
- Relè di minima tensione collegati tra le fasi.
- Relè di massima tensione.
- Protezione di terra statorica.
- 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 od inferiori alla norma.

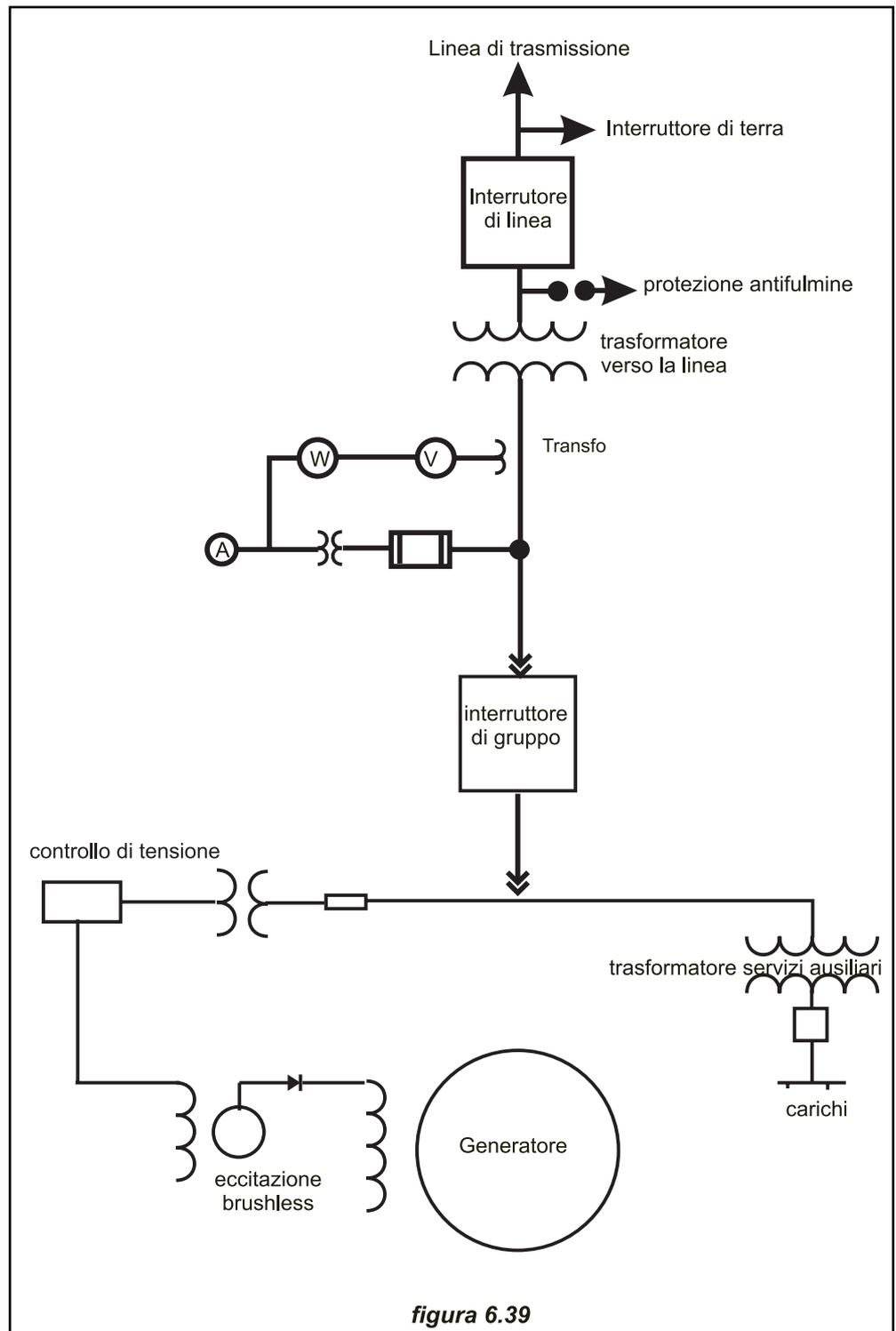
Tra le protezioni meccaniche conviene includere le seguenti:

- fuga della turbina;
- massima temperatura nei supporti;
- livello e circolazione nel circuito di raffreddamento (se esiste);
- livello e circolazione dell'olio in pressione;
- livello minimo nella camera di carico.

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 rete di 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.

La figura 6.28 riporta lo schema unifilare tipico d'un impianto con un solo gruppo generatore. Molto più complesso diventa lo schema di un impianto con più gruppi, nel quale la flessibilità e la continuità di servizio sono importanti.



6.6 Quadri d'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 dei requisiti d'applicazione generale ¹³.

- a) Tutti gli equipaggiamenti devono essere provvisti di controlli manuali e misure, totalmente indipendenti dal controllo automatico, da usarsi soltanto per l'avviamento iniziale dell'impianto e per le operazioni di manutenzione.
- b) 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.
- c) I dati essenziali di funzionamento dell'impianto devono essere registrati permanentemente e resi facilmente leggibili affinché l'operatore possa prendere le decisioni più corrette. Inoltre queste registrazioni saranno inseribili in una base dati per valutazioni storiche dell'impianto.
- d) Deve essere presente un sistema di controllo "intelligente" affinché la centrale possa funzionare senza personale.
- e) Si deve poter accedere al sistema di controllo da un punto remoto per poter annullare qualsiasi decisione del sistema intelligente.
- f) 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.
- g) 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.

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 normalizzazione dell'*hardware* e del *software*, riducendo i costi e facilitando le manutenzioni.

I sistemi di controllo automatico contribuiscono ad aumentare la disponibilità della centrale ed a fare lavorare le turbine con un rendimento migliore, producendo così più kWh con il medesimo volume d'acqua utilizzato.

Grazie alla diffusione dei *personal computer* (PC), i loro prezzi risultano inferiori a quelli dei vecchi processori programmabili (PLC). Le possibilità di utilizzare nuovi componenti, come i dischi e periferiche con schede PCMCIA; 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.

Anche il *software* si progetta con criterio modulare, di modo che il suo adattamento a ciascun impianto può avvenire rapidamente ed a basso costo. La diffusione dei

sistemi CAD consente di realizzare con precisione il sinottico d'impianto, visualizzando i diversi componenti che intervengono nel sistema.

Le interfacce Windows™ ed il basso costo ormai raggiunto dalle memorie consentono di far fronte in tempo reale agli allarmi ed alle variazioni dei parametri d'esercizio. I nuovi linguaggi di programmazione – Visual Basic, Delphi, etc. – facilitano la realizzazione del *software* mediante *routine* ben sperimentate; le interfacce GVI, che tutti conoscono grazie a Windows™, tutto ormai contribuisce ad eliminare quella vecchia aura di mistero che avvolgeva le applicazioni di controllo automatico.

6.7 Servizi ausiliari

6.7.1 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. Per alimentare il trasformatore, nel caso di centrale non presidiata sarebbe opportuno, se possibile, prevedere due fonti d'energia diverse, con scambio automatico in caso di guasto.

6.7.2 Alimentazione in c.c. per i sistemi di controllo

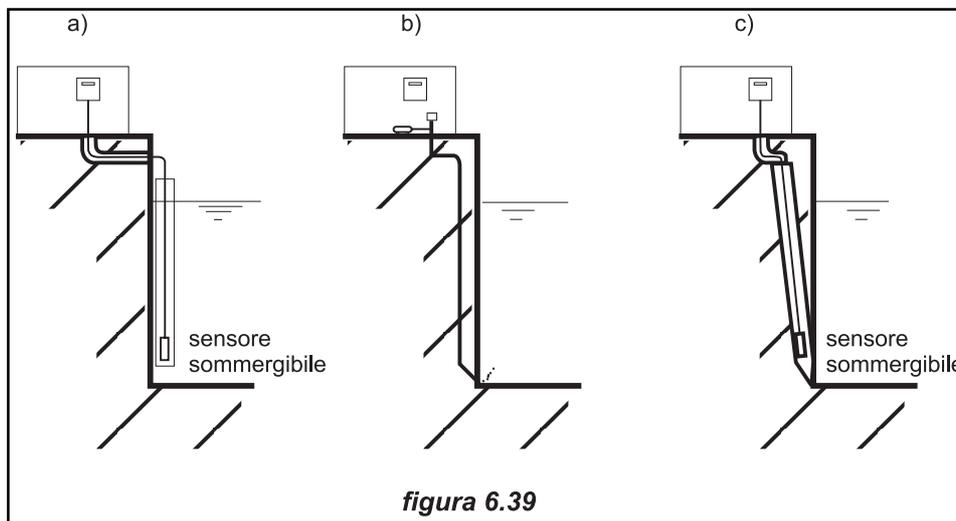
Gli impianti con una potenza maggiore di 500 kW, specialmente se telecontrollati, necessitano di un circuito in corrente continua che includa una batteria d'accumulatori ed un raddrizzatore carica batterie.

La capacità del sistema, in ampère ora, deve essere sufficiente affinché, in caso di guasto al raddrizzatore, sia assicurato il funzionamento dei sistemi di controllo fino all'arrivo del personale per effettuare le manovre di messa in sicurezza dell'impianto.

6.7.3 Idrometri registratori dei livelli nella camera di carico e nel canale di restituzione

Esistono molti tipi di registratori del livello d'acqua nella camera di carico e nel canale di restituzione, che sono dati indispensabili per il controllo d'un impianto idroelettrico.

Il più semplice è costituito da un'asta graduata in metri, centimetri e millimetri, del tipo di quelle utilizzate in topografia, mediante la quale un addetto tiene osservato fisicamente il livello e lo registra. Ovviamente in una centrale senza personale tale metodo è totalmente inadeguato. Il sistema tradizionale in questi casi è un galleggiante, collegato direttamente ad un pennino che traccia il livello sopra un



rotolo di carta; però la lettura è spesso difficile. Se la centrale è dotata di un sistema di controllo automatico, è più logico utilizzare un trasduttore collegato al *computer*, che immagazzina le letture in una base dati e le invia al programma di gestione per prendere le decisioni opportune, inclusi gli allarmi se si ritiene necessario un intervento esterno.

Oggi giorno esiste la tendenza a separare il sensore propriamente detto dal trasduttore che converte i segnali analogici in digitali per una loro adeguata trasmissione ed elaborazione (per esempio un segnale analogico 4÷20 mA è convertito in un segnale digitale BDC). Il sensore deve per forza essere collocato nel sito dove è richiesta la misura, o molto prossimo ad esso, che spesso è soggetto a condizioni molto sfavorevoli e di difficile accesso. Il traduttore invece, se è separato dal sensore, potrà essere collocato in una zona sicura e facilmente accessibile per i necessari controlli e le manutenzioni.

Il sistema da utilizzare per la misura del livello dipende dalla precisione con la quale è richiesta la misura. Nel caso di piccole centrali, un sensore piezoelettrico con una precisione dello 0,1% sarà sufficiente. La scelta del punto di misura è altrettanto critica, tenendo presente che si richiede la valutazione del livello rappresentativo di una certa area, per 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 d'altezza del tirante d'acqua. E' necessario pertanto che il punto di misura non sia ubicato là dove la velocità della corrente differisce dalla zona in cui vogliamo rilevare il livello. Queste variazioni di velocità possono avvenire al cambio di sezioni idrauliche, al passaggio sotto paratoie, presso curve, etc.. D'altra parte il misuratore di livello non deve essere installato 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 6.39.a) sia pneumatici (figura 6.39.b). Nel primo caso ci si deve assicurare che i tubi che trasmettono la pressione non possano ostruirsi né trattengano aria.

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 6.39¹⁷ mostra tre differenti modi d'installare il sensore. Il primo s'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. La migliore soluzione è inserire il sensore in un pozzetto all'interno delle murature: in questo modo non ci saranno variazioni locali di velocità e proteggeremo, nel medesimo tempo, il sensore da eventuali colpi.

6.7.4 Sottostazione di trasformazione all'aperto

La sottostazione include l'interruttore generale, che stacca dalla rete tutto l'impianto, ed i montanti dal trasformatore alla linea (fotografia 6.11). I T_V , i T_A 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 ed 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.

6.8 Esempi

Per capire meglio i concetti esposti in questo capitolo, soprattutto riguardo al tema sempre complesso del numero di giri caratteristico, riteniamo opportuno sviluppare due esempi.

fotografia 6.11



Esempio 6.1

Selezionare una turbina per un salto di 200 m e una portata di 1,5 m³/s, installata in una centrale a 100 m di quota.

Assumendo un rendimento complessivo di 0,85 alle condizioni nominali, la potenza sarà:

$$P = gQH\eta = 9,81 \times 1,5 \times 200 \times 0,85 = 2.500 \text{ kW}$$

A prima vista, osservando la figura 6.26, si osserva che può essere utilizzata una turbina Francis o una Pelton, la cui velocità di rotazione è data in funzione di n_s :

$$n_s = n \frac{\sqrt{2500}}{200^{5/4}} = 0,0665 n$$

Se scegliamo una Pelton con velocità di 375 rpm – per accoppiarla, mediante un moltiplicatore con rapporto 2/1 ad un generatore a 750 rpm – il numero di giri caratteristico n_s sarà 24,94, che sta all'interno, seppure al limite, del campo di buon funzionamento di questo tipo di macchina.

La velocità del getto risulta:

$$v_{ch} = 0,97 \sqrt{2gH} = 0,97 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 200} = 60,76 \text{ m/s}$$

La velocità periferica V_0 :

$$V_0 = 0,47 \cdot v_{ch} = 28,56 \text{ m/s}$$

Il diametro della girante risulta, secondo l'equazione (6.8),

$$D = \frac{60 \cdot 28,56}{375\pi} = 1,45 \text{ m}$$

che è un valore accettabile.

Se invece scegliamo una Francis accoppiata direttamente ad un generatore a 1.500 rpm, il numero di giri caratteristico diventa:

$$n_s = 99,75$$

Dalla figura 6.17 si ottiene $V_{0e} = 0,69$ ed il diametro d'ingresso sarà:

$$D_0 = \frac{60 \cdot 0,69 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 200}}{1500\pi} = 0,550 \text{ m}$$

Secondo la (6.12)

$$V_{0s} = 0,49$$

$$D_s = \frac{60 \cdot 0,49 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 200}}{1500\pi} = 0,39 \text{ m}$$

In base alla (6.17)

$$\sigma_T = 7,54 \cdot 10^{-5} \cdot n_s^{1,41} = 0,0496$$

e dalla (6.16)

$$z = 9,2 - 0,09 - 0,0496 \cdot 200 = -0,81 \text{ m}$$

quasi un metro sotto il pelo acqua di valle, cioè si tratta di un'installazione che richiede un significativo lavoro di scavo.

Se avessimo scelto una velocità di rotazione di 1.000 rpm, $n_s=65,5$, $V_{0e}=0,60$, $V_{0s}=0,373$, $D_e=0,79$ m, $D_s=0,446$ m, $s_r=0,027$ e $z=3,62$ m; soluzione che, nella gamma delle Francis, appare più appropriata.

Esempio 6.2

Si vuole ristrutturare un impianto con un salto netto di $H=100$ m, equipaggiato con una turbina Francis in pessimo stato. Esiste un'offerta per una turbina di seconda mano, praticamente nuova, le cui caratteristiche nominali sono: $H=120$ m, $P=1.000$ kW, $n=750$ rpm, $\eta=0,90$.

Calcolare che portata può turbinare, con i parametri dell'impianto da ristrutturare, quale sarà la potenza generata e a che velocità dovrà girare.

Il numero di giri caratteristico della turbina e la portata di progetto sono dati da:

$$n_s = n \frac{\sqrt{P}}{H^{5/4}} = \frac{750\sqrt{1000}}{120^{1,25}} = 59,72$$

$$Q = \frac{P}{H\eta} = \frac{1000}{120 \cdot 0,91 \cdot 0,9} = 0,944 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Utilizzando le relazioni di similitudine 6.15, applicabili perché il diametro rimane costante, si ricava:

$$n_2 = n_1 \sqrt{\frac{H_2}{H_1}} = 750 \sqrt{\frac{100}{120}} = 685 \text{ rpm}$$

$$Q_2 = Q_1 \sqrt{\frac{H_2}{H_1}} = 0,944 \sqrt{\frac{100}{120}} = 0,862 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$P_2 = P_1 \frac{n_2^3}{n_1^3} = 1000 \frac{685^3}{750^3} = 762 \text{ kW}$$

Bibliografia:

1. L. Austerre & J. De Verdehan, "Evolution du poids et du prix des turbines en fonction des progrès techniques", *Compte rendu des cinquièmes journées de l'Hydraulique*, 1958 La Houille Blanche.
2. H. Giraud & M. Beslin, "Optimisation d'avant-projet d'une usine de basse chute", *Symposium A.I.R.H. del 1968 Loussane*.
3. T. Belhaj, "Optimisation d'avant-projet d'une centrale hydroélectrique au fil de l'eau" *Symposium Maroc/C.E.E. dans le domaine des énergies renouvelables*. Marrakech, March 1989.
4. De Siervo e Lugaresi, "Modern Trends in Selecting and Designing Pelton Turbines", *Water Power & Dam Construction*, December 1978.
5. Lugaresi and Massa, "Kaplan Turbines: design trends in the last decade", *Water Power & Dam Construction*, May 1989.
6. F. Schweiger and J. Gregory, "Developments in the design of water turbines", *Water Power & Dam Construction*, May 1989.
7. J.L. Gordon, "A new approach to turbines speed", *Water Power & Dam Construction*, August 1990.
8. Schweiger and J. Gregory, "Analysis of small hydro turbine design", *Water Power & Dam Construction Small Hydropower* 1990.
9. J. Fonkenell, "Comment selectioner une turbine pour basse chute", AFME 500 Rue des Lucioles, F-06565, Sophia Antipolis – France.
10. J.L. Gordon, "Powerhouse concrete quality estimates", *Canadian Journal of Civil Engineering*, June 1983.
11. Rik Hothersall, "Turbine selection under 1 MW. Cross Flow or Conventional Turbine", *Hydro Review*, February 1987.
12. L.-H. Seldon and T.H. Logan, "Variable-speed pump/turbines", *Hydro Review* August 1989.
13. J. Cross and J. Burnet, "The development and use of an integrated database system for the management and performance analysis of multiple automated hydroelectric sites", *Third International Conference on Small Hydro*, Cancun, Mexico, 1988.
14. W. Wimmer and D. Wailer, "Recent Development in level and flow measurements techniques", *Hydropower & Dams*, March 1995.
15. D.B. Simmons e F. Senturk, "Sediment Transport Tecnology", *Water Resource Publications*, Fort Collins, Col. 1976.

Programmi informatici concernenti questo capitolo:

1. CETIM, "Logiciels Petites Turbines Hydrauliques – Aide à la Selection d'un type de turbine", 1988
2. DNAEE-DCA, "Aproveitamentos hidréletricos de pequeni porte. Avaliação de custos e benefícios , Modelo FLASH", Brasilia DNAEE, 1987. Un software per progettare piccoli impianti e valutarne il costo.
3. E. Faustio & A Sa da Costa, "EXPLODIA: computational model for daily exploitation of Small Hydro Power Plants", *HIDROENERGIA* 95.
4. Haestad Methods (e-mail Webmaster@haestad.com). "HEC-RAS: a computer program that analyses networks of natural and man-made channels and computes water surface profiles based on steady one dimensional flow hydraulics. Include supercritical-to-subcritical flows".

5. Czamota Z., "AUTOSUMP: un système expert en PCH" – Flygt, HIDROENERGIA 91
6. P. Fraenkel et al., "HYDROSOFT: a software for the evaluation of low-head hydropower resources" HIDROENERGIA 97
7. ISL Consulting Engineers, PEACH - Small hydro software for preliminary site assessment.

7. Impatto ambientale e sua mitigazione

7.0 Introduzione

A seguito delle indicazioni fornite dalla Conferenza di Rio sull'Ambiente e lo Sviluppo organizzata dalle Nazioni Unite, l'Unione Europea si è prefissa l'obiettivo di stabilizzare le proprie emissioni di biossido di carbonio (CO₂), principale responsabile dell'effetto serra, ai livelli del 1990 entro l'anno 2000. Chiaramente l'Europa non sarà in grado di raggiungere questo obiettivo ambizioso senza un sostanziale maggior sviluppo delle fonti rinnovabili di energia.

L'energia rinnovabile può dare un contributo significativo alla riduzione di emissioni di CO₂. La Commissione Europea, attraverso il programma ALTENER, ha proposto come obiettivo indicativo per il 2005 di aumentare il contributo delle fonti di energia rinnovabile dal livello attuale - 4% nel 1991 - all'8% del consumo di energia primaria e di raddoppiare l'energia elettrica prodotta da rinnovabili.

Riferito all'idroelettrico minore questo obiettivo richiederà l'aumento della produzione media annua di elettricità da 30 a 60 TWh e la realizzazione di nuovi impianti per 9.000 MW di potenza. Il conseguimento di questo obiettivo implicherà una riduzione di emissioni di CO₂ pari a 180 milioni di tonnellate all'anno.

Ciò nonostante se non mutano le attuali tendenze, l'obiettivo non sarà raggiunto fintantoché le procedure amministrative in vigore per autorizzare l'uso dell'acqua non verranno sveltite. Centinaia, se non migliaia, di domande di autorizzazione sono in attesa di approvazione, soprattutto per supposti problemi di tipo ambientale. Alcuni uffici ambientali sembrano giustificare, o quanto meno scusare, questo blocco delle autorizzazioni sostenendo che i piccoli impianti hanno uno scarso peso nel sostituire le fonti convenzionali. Niente di più sbagliato, se si tiene conto che per raggiungere gli obiettivi di ALTENER si deve prevedere, solo nell'idroelettrico minore, il raddoppio dei 9000 MW già esistenti (equivalenti a nove centrali nucleari dell'ultima generazione) Ritenendosi sostenitori delle energie rinnovabili, sembrano dimenticare che per definizione esse sono decentrate sul territorio e che, allo stato attuale, tra tutte le tecnologie rinnovabili, l'idroelettrico minore ed il vento sono le sole che possono significativamente contribuire alla produzione elettrica.

Allo stesso tempo si deve accettare il fatto che, sebbene a zero emissioni di CO₂ e di altri inquinanti, la produzione da piccoli impianti idroelettrici è, dal punto di vista ambientale, delicata, per il fatto che, a causa della localizzazione in aree sensibili, gli impianti non possono non indurre impatti a scala locale. Pertanto i significativi vantaggi globali dell'idroelettrico minore non dovrebbero impedire l'individuazione degli impatti a scala locale in modo che siano intraprese le misure di mitigazione necessarie.

D'altra parte una centrale termoelettrica, data la sua rilevanza economica, sebbene alcuni degli impatti da essa provocati non siano mitigabili nell'attuale stato dell'arte, viene autorizzata a più alti livelli amministrativi, mentre un piccolo impianto idroelettrico, che genera impatti che possono essere mitigati, viene autorizzato a livelli amministrativi più bassi, dove l'influenza dei gruppi di pressione (associazioni di pescatori, ecologisti, ecc.) si fa sentire di più.

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.

7.1 Individuazione degli impatti

L'impatto di un impianto idroelettrico è strettamente legato alla sua 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. Gli impianti d'alta quota utilizzano il rilevante dislivello che i torrenti montani fanno nel loro corso. L'acqua scaricata dall'impianto è poi restituita al corso d'acqua molto a valle dal punto di captazione e pertanto interi tratti di torrente sono privati di notevoli volumi d'acqua quando l'impianto è in esercizio.

Di seguito è riportata un'esauriente descrizione degli impatti tratta da studi europei basati sulle esternalità e condotti da esperti di Valutazione di Impatto Ambientale. Può comunque darsi che tutti o gran parte degli impatti non siano applicabili a specifici progetti. Nella lista vengono indicate l'azione elementare, il bersaglio dell'azione, l'impatto e la priorità a livello locale e nazionale.

Azione	Bersaglio	Impatto	Priorità
Generazione di energia			
In fase di costruzione			
Costruzione di strade e traffico	Popolazione	Rumore	Bassa
	Popolazione	Incidenti	Bassa
	Popolazione	Emissioni	Bassa
	Qualità dell'aria	Emissioni	Bassa
	Fauna selvatica	Disturbo dovuto al rumore	Bassa
	Fauna selvatica	Incidenti	Media
	Bosco	Miglior accesso	Media
	Bosco	Perdita di produzione	Media
Incidenti	Lavoratori	Ferite lievi	Media
	Lavoratori	Ferite gravi	Alta
Posti di lavoro creati	Popolazione	Localmente	Alta
	Popolazione	A livello nazionale	Media

Azione	Bersaglio	Impatto	Priorità
In esercizio			
Modifica delle portate	Pesci	Perdita dell'habitat	Alta
	Piante	Perdita dell'habitat	Media
	Uccelli	Perdita dell'habitat	Media
	Fauna	Perdita dell'habitat	Media
	Qualità dell'acqua	Diluizione dei contaminanti	Bassa
	Popolazione	Eliminazione di cascate	Alta
Rumore eccessivo	Popolazione	Effetti estetici	Media
	Popolazione	Perdita di attività ricreative	Media
	Lavoratori	Sulla salute	Media
Dighe e bacini	Popolazione	Sulla salute	Media
	Agricoltura	Perdita di terreno coltivabile	Alta
	Foreste	Perdita di produzione futura	Alta
	Ecosistema acquatico	Modifica dell'habitat	Alta
	Popolazione	Cambiamenti climatici locali	Trascurabile
	Popolazione	Riscaldamento da metano	Non provata
	Qualità dell'acqua	Eutrofizzazione	Alta
	Effetti culturali e archeologici	Perdita di oggetti	Alta

Trasmissione dell'energia

In fase di costruzione

Incidenti	Lavoratori	Ferite lievi	Media
	Lavoratori	Ferite gravi	Alta
	Lavoratori	Morte	Alta
Posti di lavoro creati e maggiori entrate	Popolazione	Benefici all'impiego locale e nazionale	Alta

In fase d'esercizio

Presenza fisica delle linee	Foreste	Perdite di produzione futura	Media
	Popolazione	Ostacoli alla visuale	Media
	Uccelli	Ferite, Morte	Media
Campi elettromagnetici	Popolazione	Cancro	Inesistente
	Incidenti	Popolazione	Ferite gravi
Incidenti durante la manutenzione delle linee	Popolazione	Morte	Trascurabile
	Lavori	Ferite lievi	Trascurabile
		Ferite gravi	Trascurabile
Morte		Trascurabile	
Posti di lavoro creati e maggiori entrate	Popolazione	Benefici all'impiego locale e nazionale	Media

7.2 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 erano già state prese quando è stato realizzato lo sbarramento ed 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 approvvigionamento idropotabile in pressione 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.

7.2.1 Bacini

Gli impatti generati dalla costruzione di una diga con la creazione del bacino includono, oltre alle perdite del terreno, la costruzione e l'apertura di nuove strade, piani di lavoro, o scavi, sbancamenti con mine e, in dipendenza dalle dimensioni della diga, impianti di betonaggio. Altri impatti non trascurabili sono connessi con l'effetto barriera e la alterazione delle portate conseguente alla regolazione del fiume che prima non avveniva.

Sotto tutti gli altri aspetti gli impatti generati dalla costruzione della diga non differiscono da quelli indotti da grandi infrastrutture, i cui effetti e le cui misure di mitigazione sono ormai acquisite.

7.2.2 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 deve 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, per esempio, in una zona montana, 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.

7.3 Impatti in fase d'esercizio

7.3.1 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 esistono, 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 Fiskeby1 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 all'esterno, di notte e presso alcune case poste a 100 m di distanza è stato stabilito 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 ottenere a pieno carico lasciando al fornitore gli accorgimenti tecnici per soddisfare i requisiti. Il fornitore adottò le seguenti misure: tolleranze molto basse nella costruzione del moltiplicatore, pannelli insonorizzanti attorno alla cassa 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 66 e 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 lasciar la platea, le vie d'acqua in calcestruzzo ed i pilastri di sostegno del carroponete 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 di 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 dalle altre fonti di rumore come il traffico, lo scorrere dell'acqua nel torrente, etc.

La centrale sotterranea del Cavaticcio a circa 200 m in linea d'aria da Piazza Maggiore nel centro di Bologna, merita di essere citata su questo argomento. Uno studio sul rumore degli impianti in Italia 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 di 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 speciale malti antiritiro per assicurare la monoliticità tra il gruppo idroelettrico e le fondazioni.
- Grandi masse di calcestruzzo per l'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 m³/h, la velocità dell'aria nei condotti non supera mai 4 m/s.

Il problema del rumore è particolarmente sentito negli impianti a bassa caduta. I gruppi Kaplan ad asse verticale emettono rumore in una o due frequenze (suoni puri) che risultano facilmente rilevabili nei dintorni della centrale al di sopra del rumore dell'acqua nel fiume. Sembra che l'origine di questi suoni puri sia nel moltiplicatore ed a volte nel generatore. Nello studio del rumore la presenza di suoni puri è considerata un fattore aggravante del disegno acustico. Il problema è stato approfonditamente trattato da B. Corlag e P. Thorquenne a IDROENERGIA 97 (si vedano gli atti del convegno pagg. 542-550). Gli autori rilevano la necessità di utilizzare intensimetri anziché fonometri per misurare il rumore poiché con i primi si può identificare il rumore emesso da un componente senza la necessità di arrestare gli altri componenti come invece esigono i secondi.

I nuovi metodi costruttivi (utilizzo di grandi portate d'aria di ventilazione per diminuire la sezione del rame nei generatori, la sostituzione dei pezzi fusi con quelli saldati) conducono in generale a maggiori livelli di rumore che in passato.

7.3.2 Impatti sul paesaggio

La pubblica opinione è riluttante ad accettare cambiamenti ambientali che modifichino le caratteristiche visuali dei siti; 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 storicamente rilevante. Le preoccupazioni al riguardo prendono forma di manifestazioni pubbliche ed anche di azioni legali cui devono far fronte coloro che vogliono modificare il paesaggio realizzando un impianto idroelettrico.

Ognuno degli elementi che compone 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 visuale 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.

Molti dei componenti dell'impianto, 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 superficie non riflettenti, un componente si sposterà 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, uffici pubblici 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.



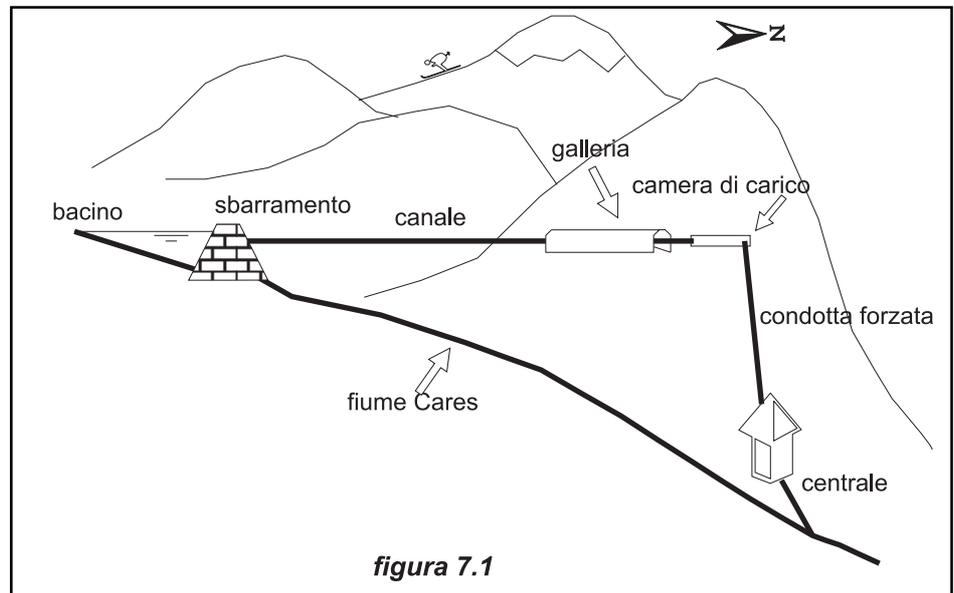
fotografia 7.1

fotografia 7.2

La miglior soluzione, se praticabile, è interrare la condotta. 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 il tubo 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 previsto in progetto, senza che ciò di solito comporti notevoli extra costi e, per converso, con un più agevole rilascio delle autorizzazioni.

fotografia 7.3



L'esame di due impianti progettati con cura 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 non consentire lo sviluppo di un processo di conversione dell'energia globalmente auspicabile e localmente accettabile. Di seguito presentiamo l'impianto di Cordiñanes nei 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 (fotografia 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.), da un eccellente contributo nel mitigare gli impatti negativi.

La figura 7.1 riporta un profilo schematico dell'impianto. 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 perché 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 luogo pittoresco.

A proposito di sbarramenti citiamo la diga Vilhelmina in Svezia, costruita in terra con nucleo impermeabile (fotografia 7.3). Il coronamento ed il paramento di valle sono protetti dall'erosione da massi che sono annegati nel calcestruzzo fino a metà della loro altezza. Il paramento di valle ha inclinazione 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.

Tornando a Cordiñanes, dall'opera di presa (fotografia 7.4) parte un canale a pelo libero in calcestruzzo armato di sezione 2x2,5 m e lungo 1.335 m interamente

fotografía 7.4

interrato e coperto da uno strato di terreno rivegetato. Le fotografie 7.5, 7.6 e 7.7 mostrano un tratto di canale nelle tre fasi di costruzioni: scavo, getto del calcestruzzo e canale finito con lo strato di terreno rinverdito.

La presenza nelle fotografie di un traliccio della linea che connette i paesi di Posada de Valdeur e Cordiñanes ci dice che il luogo è sempre lo stesso perché viceversa il canale interrato non sarebbe riconoscibile.

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. Attualmente infatti è possibile entrare nel tunnel

fotografía 7.5

fotografia 7.6

attraverso il canale per ispezionarlo una volta svuotato. Il tunnel era già esistente, ma mai completato perché mancavano i mezzi per attraversare il colluvio. Ora è stato risagomato con una sezione bagnata di 2,10x1,80 m ed una pendenza di 0,1% fino alla camera di carico, dotato di uno scarico di superficie semicircolare ed è perfettamente mimetizzato nelle rocce circostanti.

Dalla camera di carico parte una condotta forzata di diametro 1,40 m e lunga 650 m che adduce l'acqua alle turbine. Nei primi 110 m il tubo corre con una pendenza vicina ai 60° in una trincea 2,5x2,0 m scavata in roccia. Per mimetizzarla con le rocce circostanti la trincea è stata riempita con calcestruzzo pigmentato. Una trincea scavata nel terreno nasconde gli altri 540 m di condotta che in seguito sono stati coperti dalla vegetazione.

fotografia 7.7

fotografía 7.8

Pochi metri prima di giungere in centrale il tubo si biforca per alimentare due turbine Francis da 5.000 kW installati ciascuna. La centrale (fotografía 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 fatta una cascata artificiale.

fotografía 7.9

fotografia 7.10

La sottostazione è all'interno della centrale (fotografia 7.11) diversamente dalle solite collocazioni all'aperto (vedi fotografia 6.11) ed i cavi di potenza partono dalla centrale 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.

Impianto sul Neckar

L'impianto sul Neckar (fotografia 5.12) praticamente nel centro storico di Heidelberg, è stato autorizzato a condizione che non interferisse visivamente con la chiesa costruita in passato per rendere navigabile il fiume. La centrale, costruita a monte

fotografia 7.11

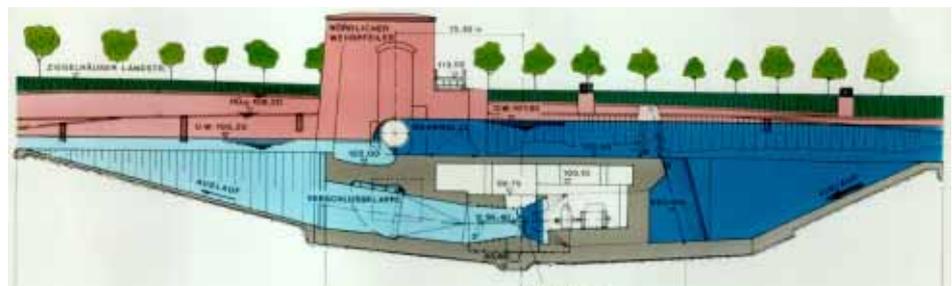
fotografia 7.12

della chiusa, è interamente interrata e non si vede dalla riva. La figura 7.13 mostra meglio di quanto non possano fare le parole, il progetto, che ha previsto l'installazione di due turbine Kaplan ad asse orizzontale di potenza 1.535 kW ciascuna. Il costo d'investimento è stato naturalmente molto alto, circa 3.760 ECU per kW installato.

7.3.3 Impatti biologici

7.3.3.1 Impatti nel bacino di accumulo

Progetti con grandi serbatoi sono molto rari in piccoli impianti, sebbene ce ne siano alcuni che accumulano l'acqua per poi turbinarla solo durante i periodi di massima richiesta elettrica. 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 con la generazione idroelettrica. Minori portate possono mettere in asciutta le uova appena depositate. A quanto pare¹, le uova 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.

fotografia 7.13

7.3.3.2 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. Inoltre in periodi di alte portate l'acqua sfiora sopra le traverse ed inonda gli alvei: spesso sono proprio queste frequenti variazioni da regime semisecco a umido che danneggiano la vita acquatica.

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 un reato contro un bene pubblico.

7.3.3.2.1 Deflusso Minimo Vitale

In molte nazioni l'entità del DMV è stabilito da leggi nazionali che fissano un valore minimo, ma lasciano agli enti locali la facoltà di imporre valori irragionevolmente più alti. L'entità del DMV può essere critica per lo sviluppo di un sito poiché un DMV troppo elevato può rendere economicamente non fattibile un progetto altrimenti conveniente.

Tutte le metodologie in uso per la determinazione del DMV sia in Europa che negli USA possono essere divise in due gruppi:

- Metodi idrologici basati sull'analisi delle serie storiche e compendiate in formule empiriche di facile utilizzo.
- Metodi idrobiologici, basati su criteri scientifici, applicabili solo ad un particolare corso d'acqua e che tengono conto di parametri sia biologici che idrologici.

Nel primo gruppo meritano menzione:

- metodi che usano un certo percentile (10%, 15%, etc.) del "modulo" o portata media annua sul lungo periodo;
- metodi basati sulla formula di Matthey (basata su Q_{347} e Q_{330} , portate che vengono eguagliate o superate per 347 o 330 giorni all'anno). Questo criterio ha ispirato la legislazione svizzera e austriaca e viene applicata in Spagna dai governi regionali delle Asturie e della Navarra;
- metodo di Tenant (1976) sviluppato per i fiumi di Montana, Wyoming e Nebraska negli USA, che propone un DMV pari a diversi percentili del modulo variabile con le stagioni dell'anno.

Nel secondo gruppo citiamo:

- il metodo dell'analisi dell'habitat;
- il metodo del perimetro bagnato (Randolph e White, 1984);
- l'analisi incrementale;
- il metodo dei microhabitat di Bovee e Milhous 1978, e Stainaker 1980;
- il metodo di Nehring, che insieme agli ultimi due è considerato il precursore della metodologia PHABISM;
- i modelli MDDR e DRB basati sulle ricerche di Cacas, Dumont e Souchon

(CEMAGREF) in Francia. Questi metodi sono stati largamente sperimentati nelle Alpi Francesi;

- il metodo DGB sviluppato da HydroM (Tolosa 1989);
- il metodo APU sviluppato da Garcia de Jalon e altri.

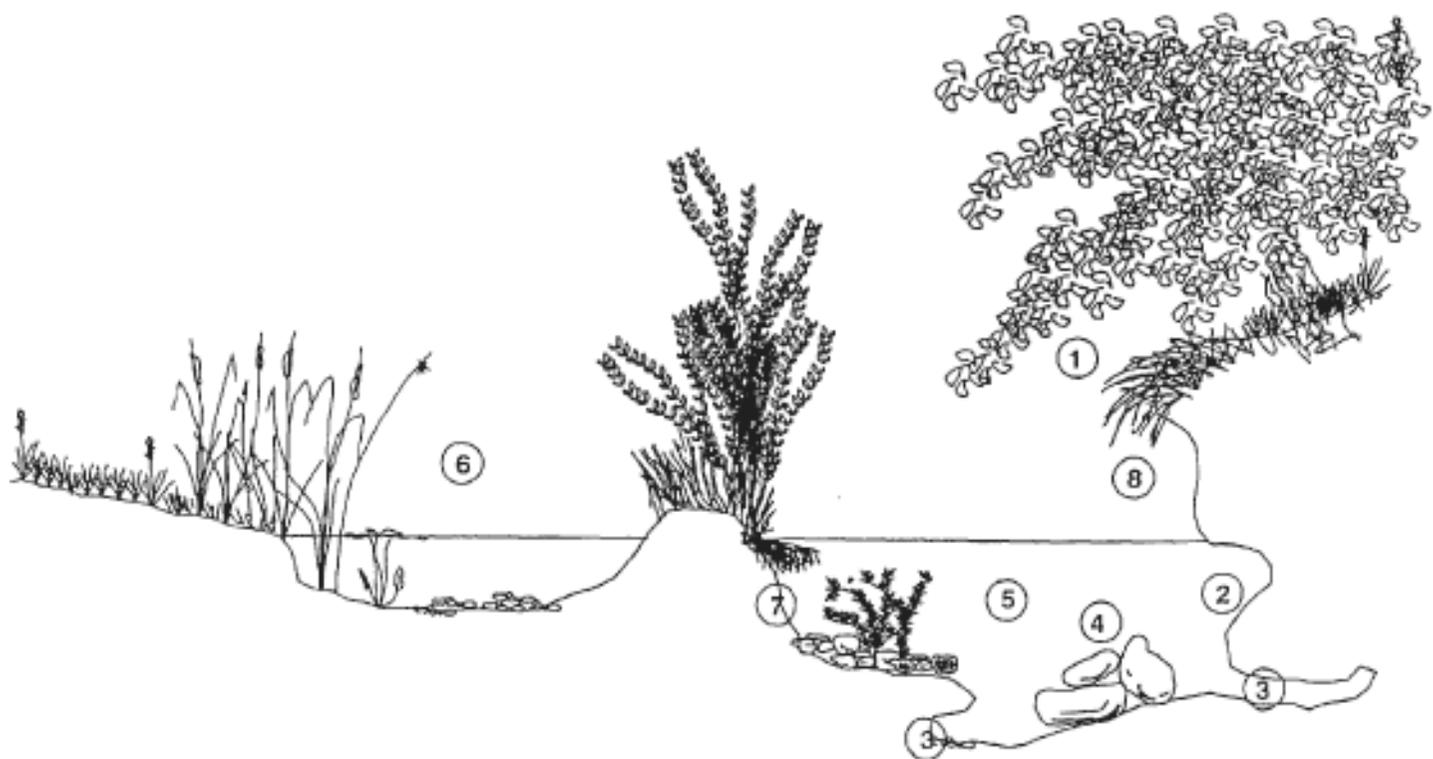
I metodi idrologici sono semplici e facilmente maneggiabili, ma non sono supportati da criteri scientifici e di conseguenza sono gravati da una certa arbitrarietà. Essi possono proporre DMV troppo elevati per corsi d'acqua soggetti a periodi di asciutta e DMV troppo bassi per fiumi con portate di magra alte.

La gran parte delle metodologie idrobiologiche sono basate sulla conoscenza della struttura fisica del corso d'acqua. Nei due decenni passati il modello di riferimento per la descrizione dell'habitat fluviale è stato il Physical Habitat Simulation Model (PHABISM), basato su una modellazione idraulica monodimensionale: esso richiedeva una gran quantità di dati per la calibrazione empirica del modello e la raccolta di questi dati per varie zone del fiume. PHABISM è un modello costoso e spesso dà risultati non trasferibili su altri corsi d'acqua.

Attualmente la legislazione della maggior parte degli Stati della UE è basata su metodologie idrologiche e definisce il DMV come percentuale del "modulo". In Francia la legge 84-512 (Loi du Pêche, 29-06-84) richiede, in corsi d'acqua con una portata media annua sul lungo periodo al di sotto degli 80 m³/s, un DMV pari al 10% del modulo. Per valori al di sopra degli 80 m³/s un DMV pari al 5% del modulo (art. 232.6 del Code Rural). Questi volumi sono dei minimi: le autorità locali possono imporre valori più alti. In Germania i governi dei Länder sono responsabili della definizione del DMV. Nel Nordrhein-Westfalen, per esempio, il DMV può variare da 0,2 e 0,5 volte il modulo e nel Rheinland-Platz è 1% del modulo, ma nella parte occidentale del paese dove nella maggior parte dei fiumi vivono i salmoni, vengono imposti valori più alti (solitamente una portata corrispondente a Q_{110} o ad un superamento per il 30% dell'anno. In Italia non esiste una norma nazionale, ma sono le regioni che stabiliscono i valori di DMV. In Piemonte esso deve essere pari al 10% della portata istantanea e le turbine devono essere fermate quanto la portata scende sotto i 120 l/s per il fiume Anza, 5 l/s nel Rosso e 30 l/s nell'Ollodia (Bollettino Ufficiale della Regione Piemonte 20/5/1987). In Portogallo il valore del DMV, basato sulle caratteristiche idrologiche e biologiche del fiume è definito dall'INAG nell'atto d'autorizzazione. In Austria la norma è basata su Q_{347} , cioè la portata che viene eguagliata o superata per 347 giorni all'anno. In Spagna la Ley de Aguas del 2/8/1988 richiede un DMV equivalente alla portata media estiva, ma mai inferiore a 2 l/s per km² di bacino imbrifero; il volume di DMV varia comunque da regione a regione. In Navarra è il 10% del modulo per fiumi popolati da ciprinidi; nei fiumi con salmonidi, invece è uguale a Q_{330} . Nelle Asturie la formula è piuttosto complessa.

Una volta definito il DMV devono essere realizzati i dispositivi per assicurarli. In Francia, per esempio, una recente indagine ha messo in luce che nelle Alpi Meridionali in 36 dei 43 impianti presi in esame, il DMV non è rispettato (in metà degli impianti a causa della cattiva qualità dei dispositivi a ciò preposti). Per questo motivo si raccomanda vivamente di tenere nella giusta considerazione questo aspetto.

Si deve sottolineare il fatto che se è stato utilizzato un metodo biologico per la determinazione del DMV, c'è la possibilità per chi esercisce l'impianto di ottenere valori imposti di DMV inferiori a quelli iniziali, modificando la struttura fisica



Elementos de cobertura natural: 1) cobertura debida a la vegetación de riberas, 2) cornisas sumergidas, 3) cuevas, 4) huecos del sustrato, 5) vegetación sumergida, 6) vegetación y macrofitas emergentes, 7) tocones arraigados, raíces, leñas semisumergidas e isletas y 8) cornisas aéreas (de vegetación y del banco lateral).

figura 7.2

dell'alveo, per esempio facendo crescere alberi sulle sponde per aumentare l'ombreggiatura, stendere ghiaia nell'alveo per migliorare il substrato, rinforzare la vegetazione ripariale per combattere l'erosione, etc.

La figura 7.2 (tratta da un articolo presentato dal Dr. Martin Mayo) illustra il tipo di protezione e di rifugio contro l'azione della corrente e l'insolazione, oppure per eludere un pericolo, fornito ai vertebrati ed agli invertebrati sia da elementi naturali che artificiali. La presenza di cavità e rientranze sommerse garantiscono un rifugio sicuro contro gli attacchi dei predatori. Importante è anche la vegetazione ripariale, che quando è molto vicina all'acqua fornisce l'ombreggiatura usata da pesci di tutte le dimensioni per ripararsi dal sole o per nascondersi alla vista dei predatori terrestri (bisogna dire che il predatore terrestre più pericoloso è il pescatore di frodo). Tutti questi elementi danno vita a quello che, nel metodo APU, è noto come coefficiente di rifugio, all'aumentare dell'importanza del quale diminuisce il valore del DMV. In questo modo si può coniugare una migliore protezione della fauna acquatica con una maggior produzione di energia.

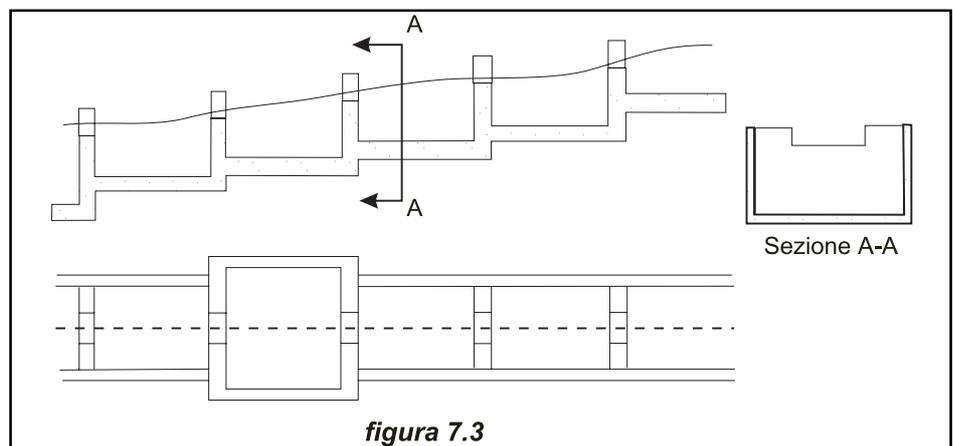
7.3.3.2.2 Passaggi per i pesci (pesci che risalgono la corrente)

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 i pesci.

Per alcune specie di pesci anadromi come il salmone le tecnologie di realizzazione di scale di risalita di pesci sono ormai acquisite. Secondo lo statunitense OTA (Office of Technology Assessment) non esiste un'unica soluzione progettuale per le scale di risalita.

Il progetto di una scala efficiente per un sito specifico 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 ed 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 dei pesci (bacini più traverse, Denil, setti verticali, ibride, etc.) possono essere progettate per soddisfare sia 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: per esse gli elevatori e le chiuse saranno la soluzione più appropriata.

La scala dei pesci più comune è quella a bacini più traverse, costituita da un serie di bacini dove l'acqua scorre da bacino a bacino sopra traverse rettangolari che suddividono l'altezza da superare. I bacini svolgono un duplice ruolo: forniscono zone di riposo per i pesci e dissipano l'energia dell'acqua che scende lungo le scale. Le dimensioni e l'altezza dei bacini deve essere progettata in funzione dei pesci che devono transitarvi. I bacini possono essere realizzati con:

- setti dotati di fessure in sommità o laterali attraverso cui i pesci possono passare;
- setti con luce sul fondo larghe abbastanza per far transitare i pesci;
- setti con fessure in sommità e luci sul fondo.

I bacini con setti dotati di sole luci 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 il setto e le alose invece, per esempio, non nuotano sul fondo. Il sistema delle traverse rettangolari (figura 7.3) è il più antico e presenta l'inconveniente che, quando il carico a monte varia, la portata nella scala dei pesci aumenta o diminuisce, con il risultato di avere una scala attraverso cui transitano portate troppo alte o troppo basse. Inoltre questo tipo di scale favorisce l'accumulo di materiale e deve essere provvista di luci di fondo per lo sghiaimento. La fotografia 7.14 mostra una di queste scale di costruzione rustica progettata per il controllo dei salmoni in un fiume delle Asturie (Spagna).



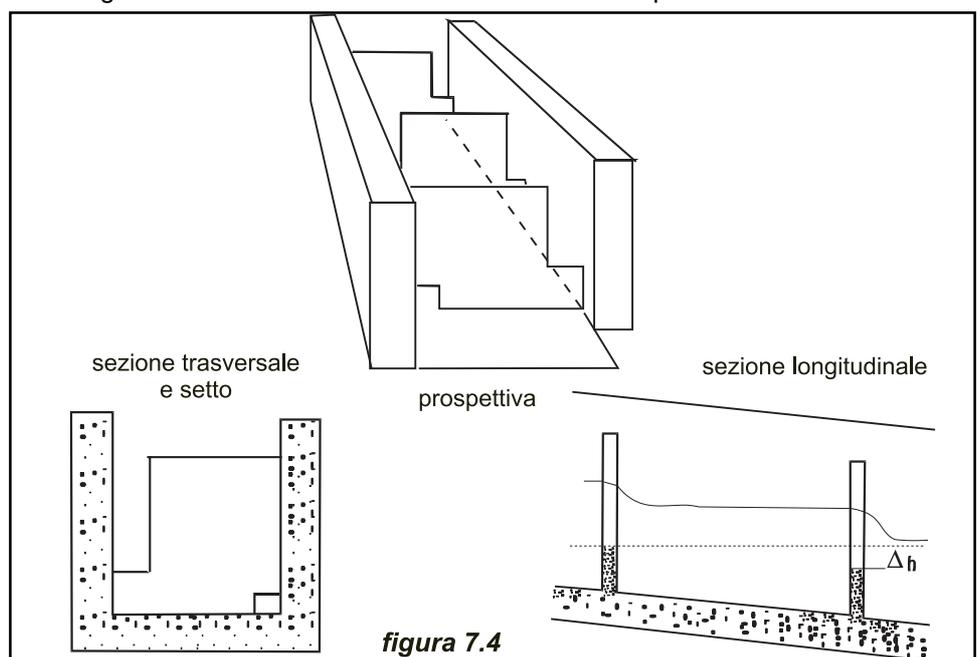
fotografia 7.14

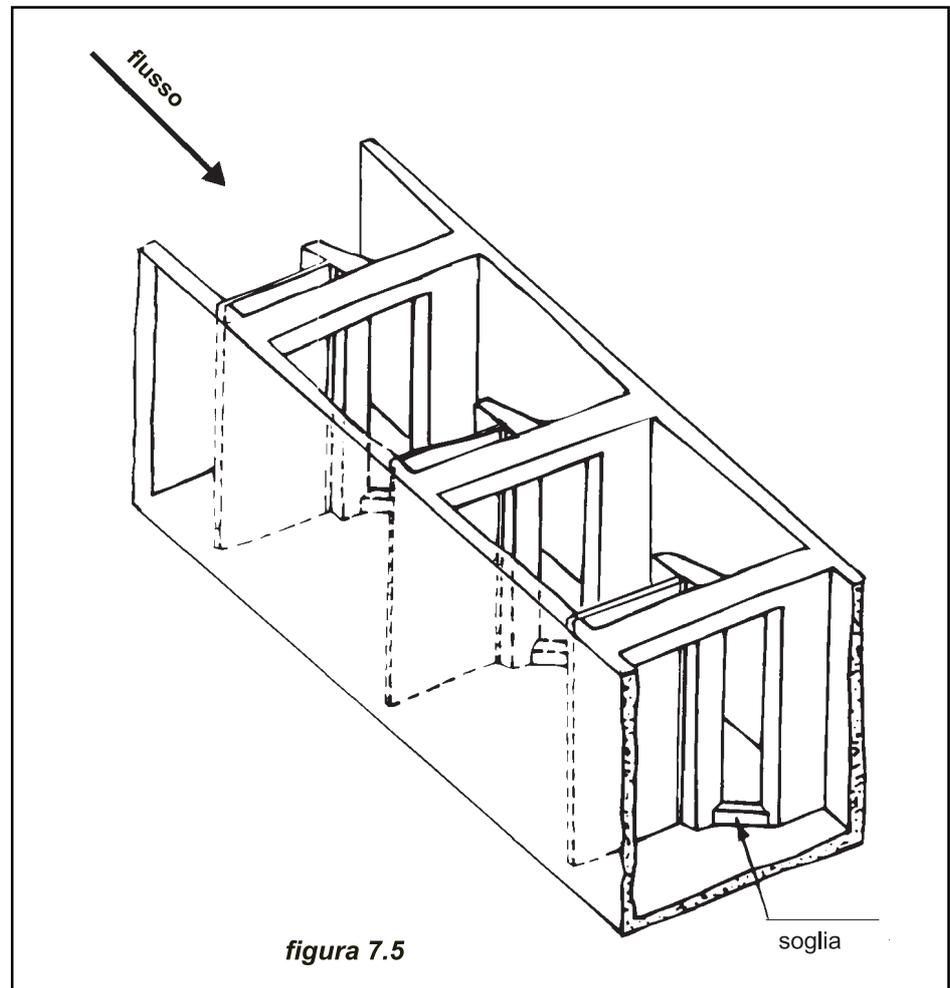
fotografia 7.15



La fotografia 7.15 relativa ad un piccolo corso d'acqua nelle Asturie (Spagna) mostra una scala con fessure verticali e luci di fondo che solitamente fornisce buoni risultati. La forma e la disposizione dei setti sono mostrati schematicamente ed in prospettiva nella figura 7.4.; la larghezza dei bacini, per lunghezze comprese tra 1,8 e 3,0 m varia tra 1,2 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.

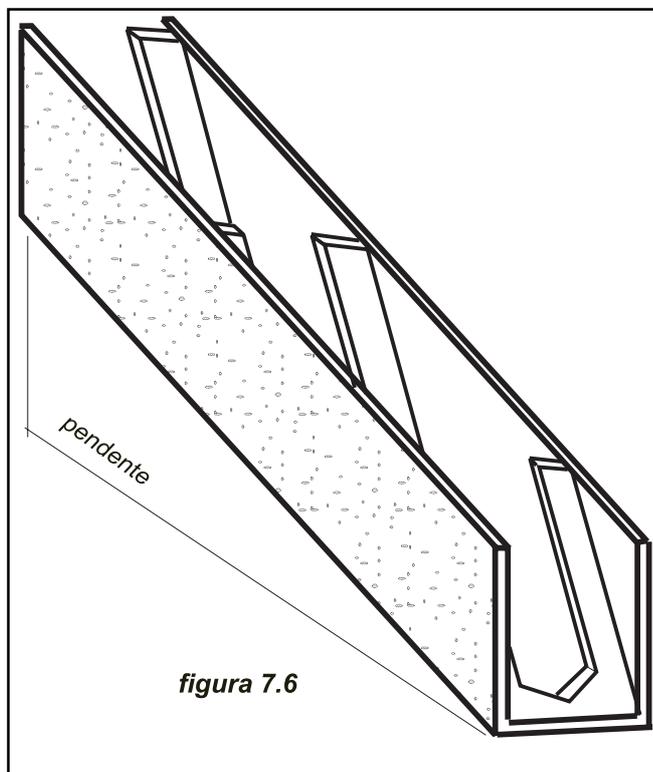
Le scale dei pesci a fessure verticali (figura 7.5) sono molto utilizzate negli USA, non altrettanto in Europa. Attraverso la fessura verticale del setto transitano sia i pesci che il materiale trasportato. Il modello classico ha bacini larghi 2,5 m, lunghi 3,3 m e fessure da 30 cm. I fornitori di questo tipo di scala ne esaltano la stabilità del regime idraulico anche con notevoli variazioni di portata.





La scala Denil è costituita da uno stretto scivolo non molto inclinato e con dei setti sul fondo e sui lati posti ad intervalli regolari (figura 7.6). I setti dissipano l'energia garantendo una bassa velocità della corrente, in modo tale che i pesci possono risalirla facilmente. 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 delle aree di sosta e di riposo. La fotografia 7.5 raffigura una scala Denil installata in un piccolo impianto francese.

L'elemento più importante di un passaggio per pesci, ed il più difficile da progettare per ottenere la massima efficienza, è il sistema d'attrazione dei pesci. Esso deve istradare il pesce verso la base del passaggio³ e deve essere progettato in modo da avvantaggiarsi della tendenza del pesce migratore ad indirizzarsi verso forti correnti, ma al contrario ad evitarle se sono troppo violente. La portata deve essere sufficientemente forte da distrarre il pesce 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 chiusa Borland (figura 7.7) è una soluzione relativamente economica per trasferire i pesci dalla restituzione al bacino di carico in uno sbarramento di media altezza.

Il pesce sale per una breve scala fino alla camera alla base della chiusa. A questo punto l'imbocco è chiuso e il pozzo che sale dall'imbocco fino alla testa della diga si riempie d'acqua che dal bacino di carico scende attraverso la camera di sommità della chiusa. Una volta riempito, il pesce che è attratto da questo flusso è ormai prossimo al bacino di carico nel quale può uscire nuotando.

In dighe alte la miglior soluzione è installare ascensori appositamente progettati. In Franca EDF ha una rilevante esperienza al riguardo. L'ascensore di Golfech, per esempio, quando venne messo in servizio nel 1989 rese possibile il passaggio di 20 tonnellate di alosa (circa 66.000 individui) che erano 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. Gli ascensori vengono dettagliatamente descritti in bibliografia⁴. 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 a monte dove sono scaricati nel bacino.



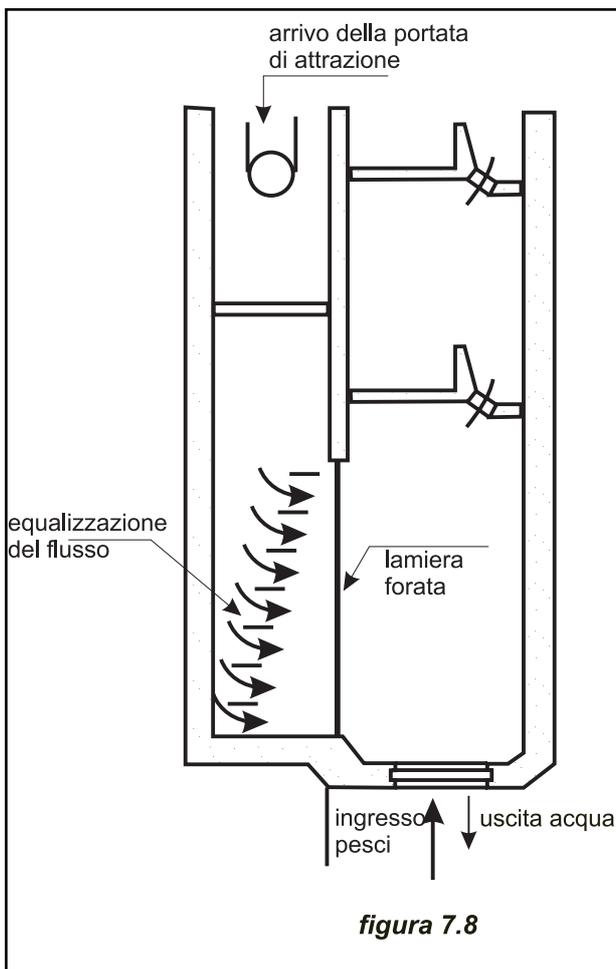
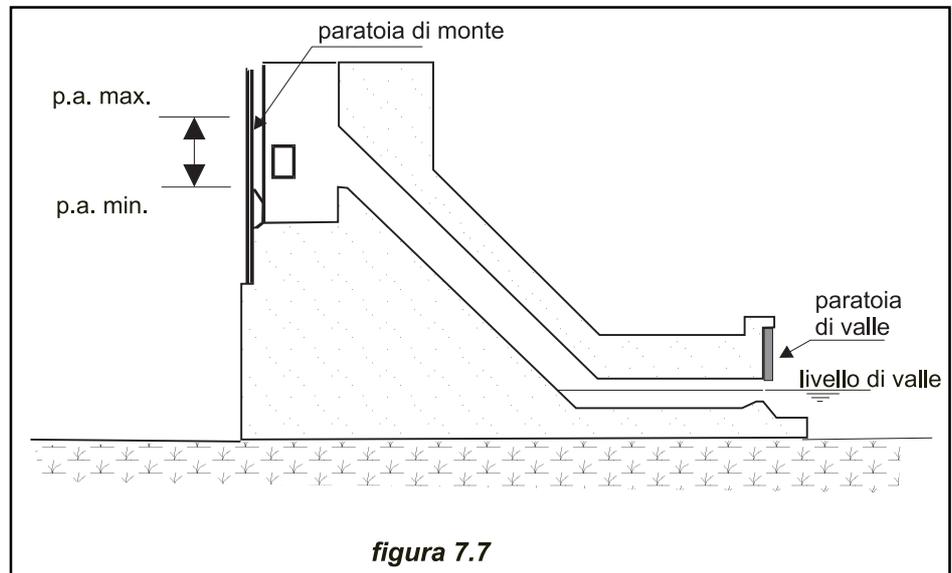
fotografia 7.16

La portata d'attrazione è ciò che fa la differenza tra un dispositivo che funziona ed uno che non funziona, sia esso scala o sollevatore. La mancanza di una buona 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 7.8).

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 7.9 e evidenziato dalla fotografia 7.16.

Lo sbocco del passaggio non deve essere disposto 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.

L'uso delle pompe per fare risalire le dighe ai pesci è controversa e 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 del pesce può causare ferite e desquamature a causa della compressione di un pesce contro l'altro nei condotti.

7.3.3.2.3 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 metodo 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 alla Kaplan. Le turbine a bulbo riducono la mortalità a meno del 5

In apparenza il carico non è un fattore determinante. Una turbina che lavora con un salto di 12 metri induce la stessa

fotografia 7.17

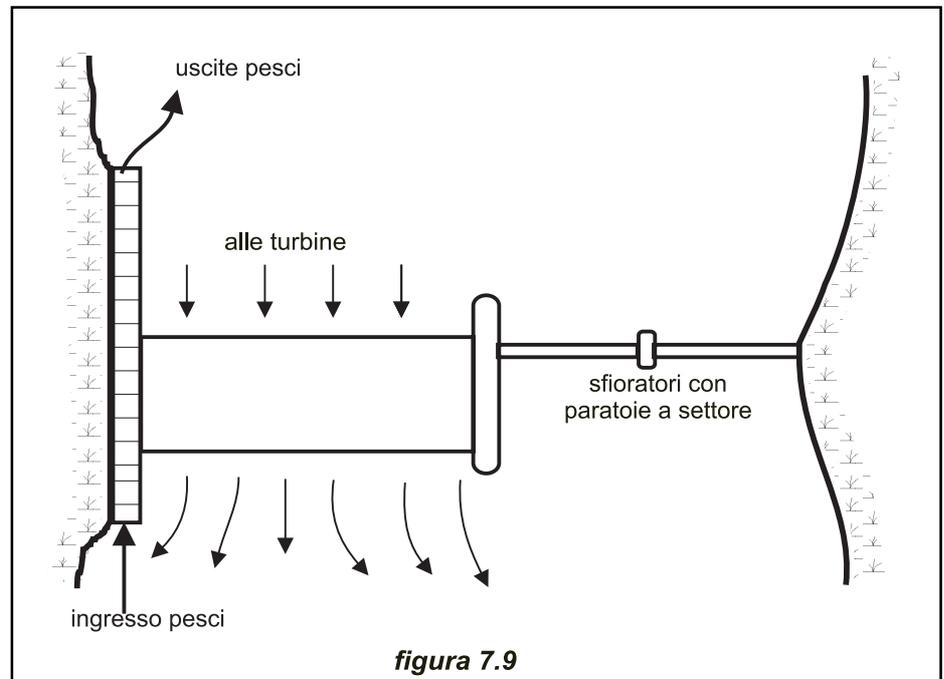
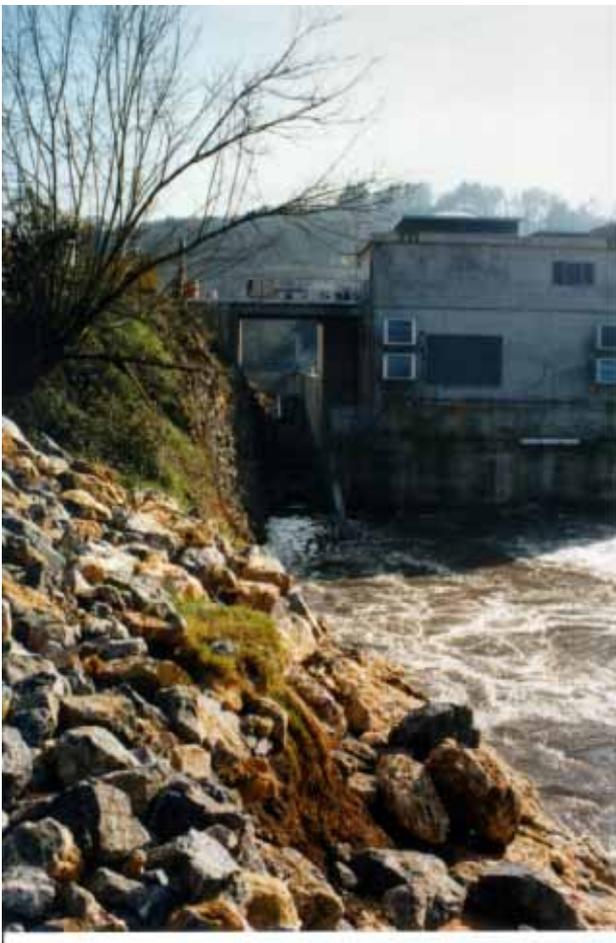
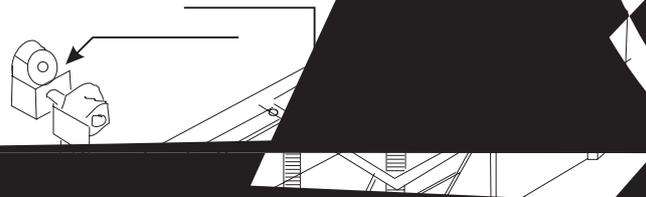


figura 7.9



mortalità di una con salto 120 metri. L'altezza della girante rispetto al pelo acqua di valle è un fattore molto importante, a prescindere dai problemi di cavitazione. Più una turbina è efficiente e 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 parzializzata⁵. Le principali cause di mortalità sono le ferite provocate dall'impatto contro corpi solidi (pale del distributore o della turbina), l'esposizione a pressioni inferiori a quella atmosferica e gli effetti taglienti che si producono all'incontro di flussi ad alta velocità e con diverse direzioni.

Le griglie, costituendo una barriera fisica che protegge il pesce dal trascinarsi nella camera di carico della turbina, rappresentano la sola tecnologia universalmente approvata, anche se sono costose e difficili da esercire. I fattori da tener presente in un sistema di deviazione dei pesci sono la velocità di approccio alla griglia (essa dovrebbe aggirarsi intorno a 1,4 m/s a seconda della dimensione del pesce), un adeguato flusso laterale per spostare il materiale ed i pesci dalla griglia e dispositivi per la pulizia in continuo o periodica della griglia, in modo da assicurare una distribuzione della velocità uniforme lungo di essa. Tuttavia l'efficienza del sistema è legata soprattutto ai dispositivi installati per spostare il pesce dalla griglia ad una zona sicura. La soluzione più semplice è costituita da una griglia standard in lamiera forata da 2 mm con fori da 4 mm ed interasse 5,5 mm. La griglia deve essere installata alle spalle di quella usualmente posta all'imbocco della

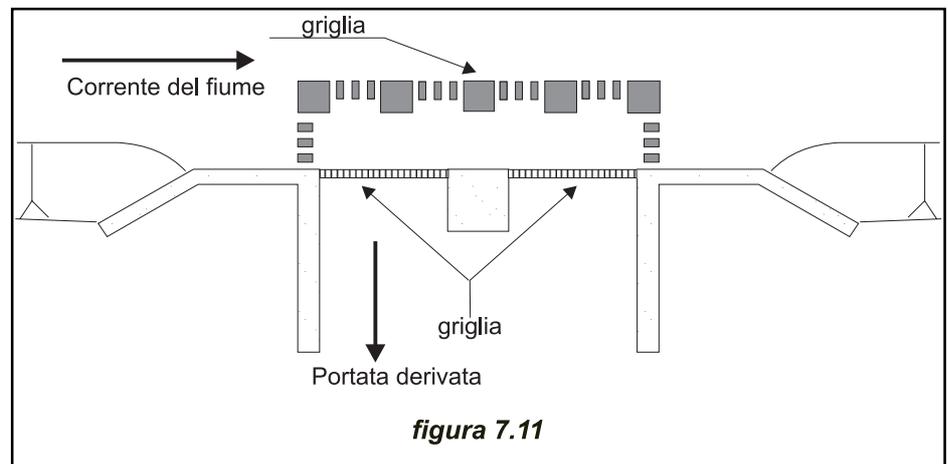


condotta forzata. La griglia essa è posta ad angolo retto rispetto alla corrente, ma in tale disposizione è soggetta a rapido intasamento. E' bene inclinarla rispetto al flusso e farla tendere in un cavo in modo che il pesce scivoli lungo la griglia giù nel cavo in poca quantità, mentre la maggior parte dell'acqua attraversa la griglia. Ci sono modelli di griglia inclinata e con superficie di griglia curve, ma dal punto di vista della capacità di autonomia la griglia piana inclinata da monte a valle è la più efficiente. In alcune installazioni una serie di spazzole mosse da un sistema di cavi e pulegge azionato da un motore reversibile pulisce la griglia in continuo (figura 7.10). La griglia può essere realizzata anche in acciaio inox o con tessuti sintetici monofilamento: questi ultimi sono troppo flessibili per esser puliti con spazzole meccaniche, ma la rimozione del materiale può essere fatta per inversione del flusso.

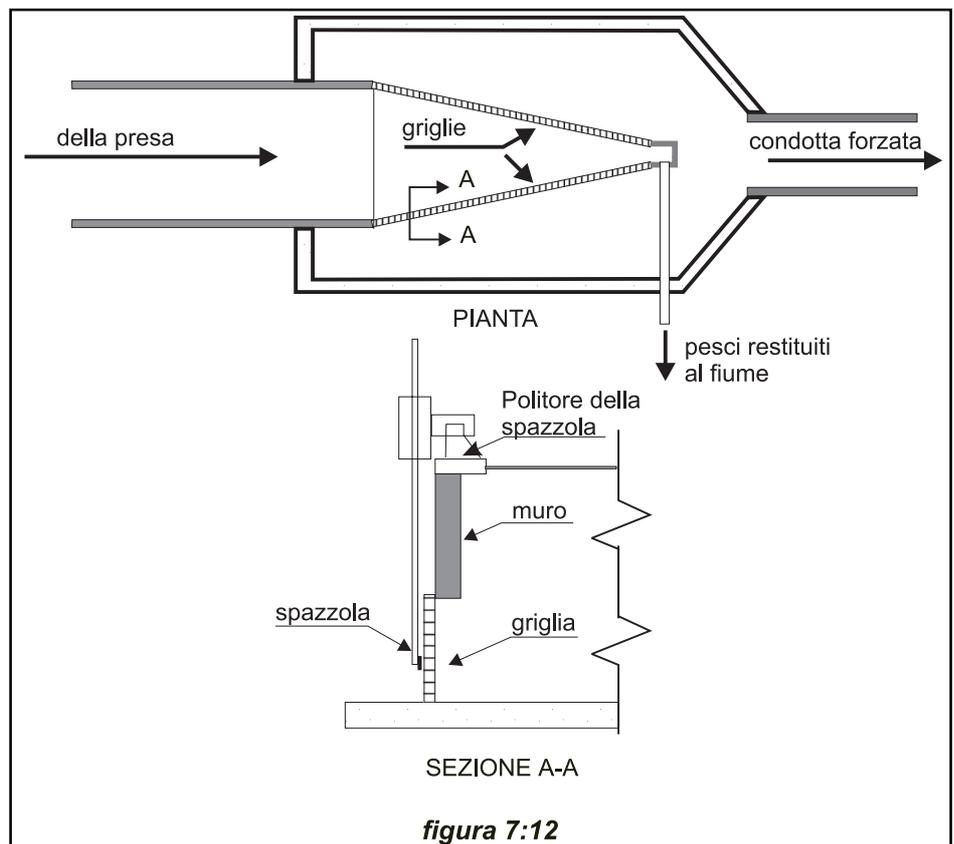
Nelle opere di presa tradizionali con l'asse longitudinale perpendicolare a quello del fiume si tende ad allineare la griglia alla sponda del fiume in modo che il pesce segua la corrente del fiume (figura 7.11). Se fosse necessario le sponde dovrebbero essere ripulite per evitare la formazione di correnti parassite dove il pesce potrebbe essere intrappolato ed essere vittima di predatori. Sebbene questa configurazione non sia ottimale dal punto di vista idrodinamico, tuttavia le perdite di capacità causate da un cambio di direzione del flusso sono irrilevanti.

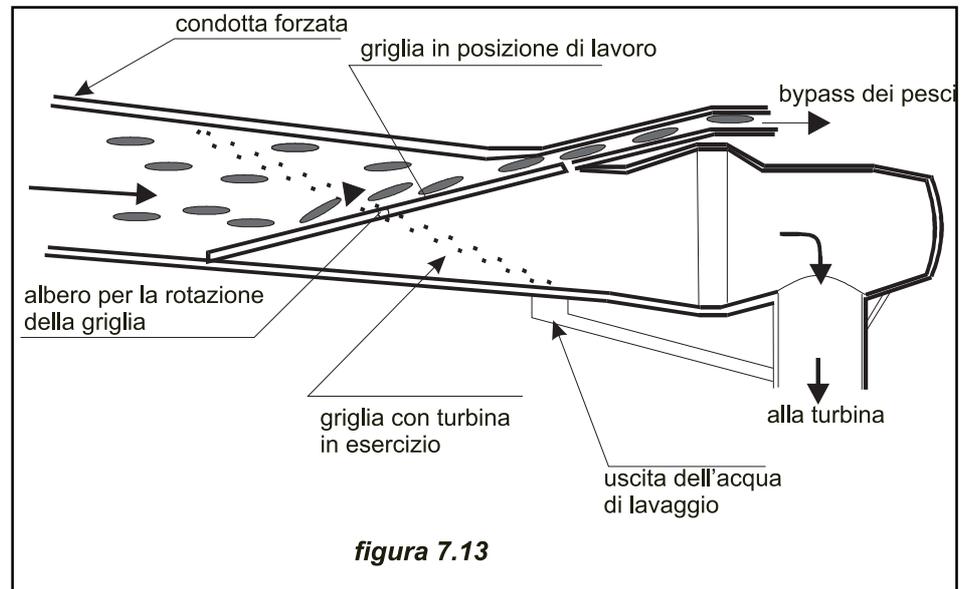
La soluzione possibile è collocare la griglia all'imbocco dell'opera di presa, si può creare un *by-pass*, sul tipo di quello rappresentato in figura 7.12, per ripulire la griglia nel fiume.

Per velocità superiori a $3 \text{ m}^3/\text{s}$ le griglie fisse, a causa della notevole superficie, tendono a intasarsi. In questi casi è raccomandabile l'uso di griglie mobili verticali o di un tamburo rotante orizzontale. Dal punto di vista meccanico sono più efficienti e comportano ingombri minori.



Un esempio tipico di griglia che non richiede dispositivi meccanici di pulizia è la griglia Eicher (figura 7.13). Essa è costituita da una griglia ellittica (in lamiera forate, filo di ferro o altro materiale che costituisca una barriera fisica) installata all'interno della condotta forzata e lavora in pressione, in modo che la maggior parte dei pesci e del materiale tende a muoversi vicino all'estremo superiore della condotta, riducendo al minimo il contatto con la griglia. La velocità dell'acqua relativamente alta sposta pesci e materiale verso un condotto attraverso il quale vengono immessi nel canale di scarico. I test condotti nel 1990 sulla griglia Eicher hanno dimostrato un'efficienza del 95% nella deviazione di salmoni senza causare



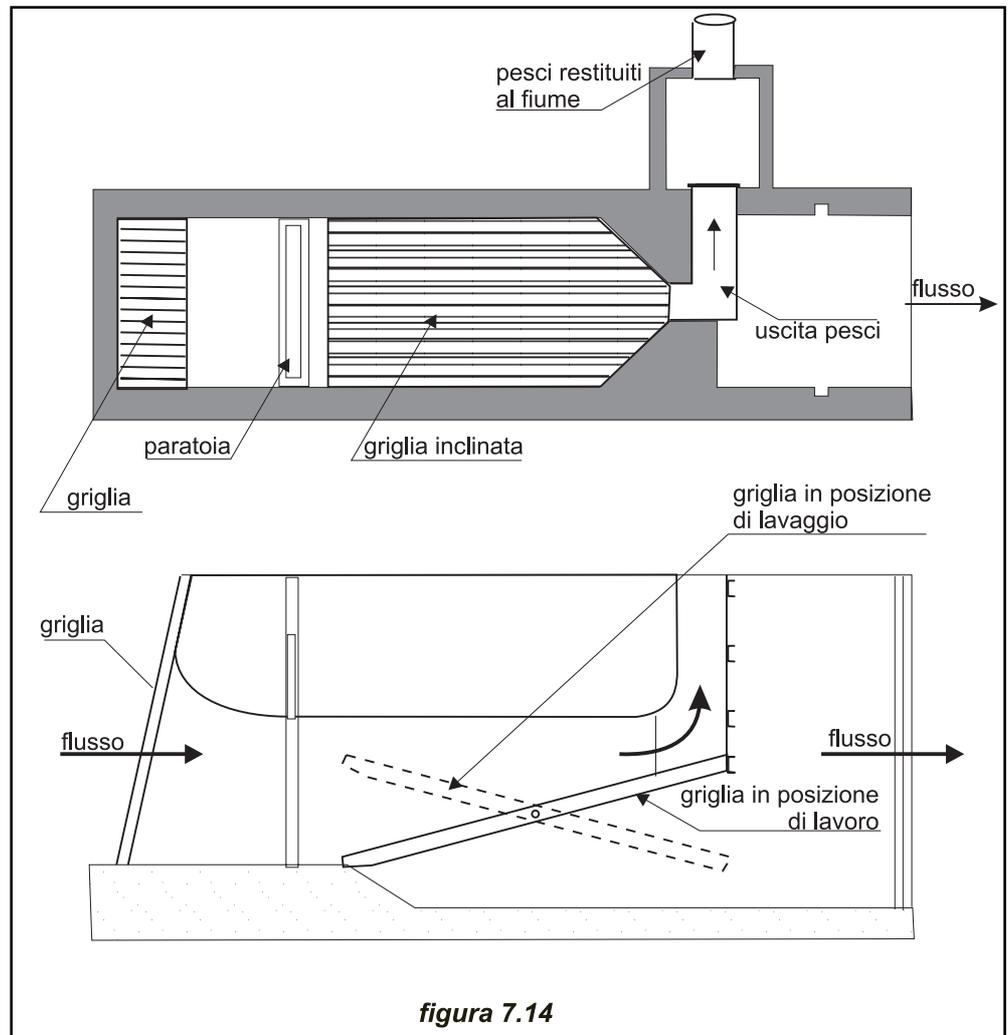


morti⁶. La griglia Eicher ha il vantaggio di non richiedere ulteriore spazio nel bacino di carico e, essendo installata nella condotta forzata, non introduce ingombri visivi.

Un altro tipo di griglia che ammette velocità elevate in ingresso e la griglia inclinata modulare (MIS) sviluppata con il patrocinio dell'EPRI (Electric Power Research Institute).

La concezione è modulare e quindi si adatta ad ogni impianto installando il numero di moduli necessario. Il modulo MIS (figura 7.14) è costituito da un griglione all'imbocco, da panconi per lo svuotamento, da una griglia fine in filo elettrosaldato posta con una leggera inclinazione (10-20°) rispetto al flusso e da un *by-pass* per deviare il pesce verso un condotto d'uscita. La griglia fine è imperniata in modo che possa essere pulita in contro corrente ruotando intorno all'asse. Il modulo è completamente chiuso ed è progettato per lavorare a velocità dell'acqua variabili tra 0,6 e 3,3 m/s. A seconda dell'angolo di inclinazione della griglia, il modulo è in grado di funzionare con portate da 14 a 28 m³/s a 3,3 m/s. Per portate maggiori è possibile aggiungere altri moduli. I risultati di test su modello hanno dimostrato che l'imbocco del MIS determina una distribuzione uniforme della velocità, purché l'acqua entri nel modulo con inclinazione inferiore a 45°. Grazie a ciò i pesci passano senza essere danneggiati utilizzando velocità della corrente molto superiori a quelle impiegate in griglie fisse convenzionali. Il tasso di sopravvivenza è superiore al 99% a velocità di 1,83 m/s. Questo tasso è stato mantenuto fino a velocità di 3,05 m/s in alcuni test con il salmone di Coho, il salmone dell'Atlantico e la trota.

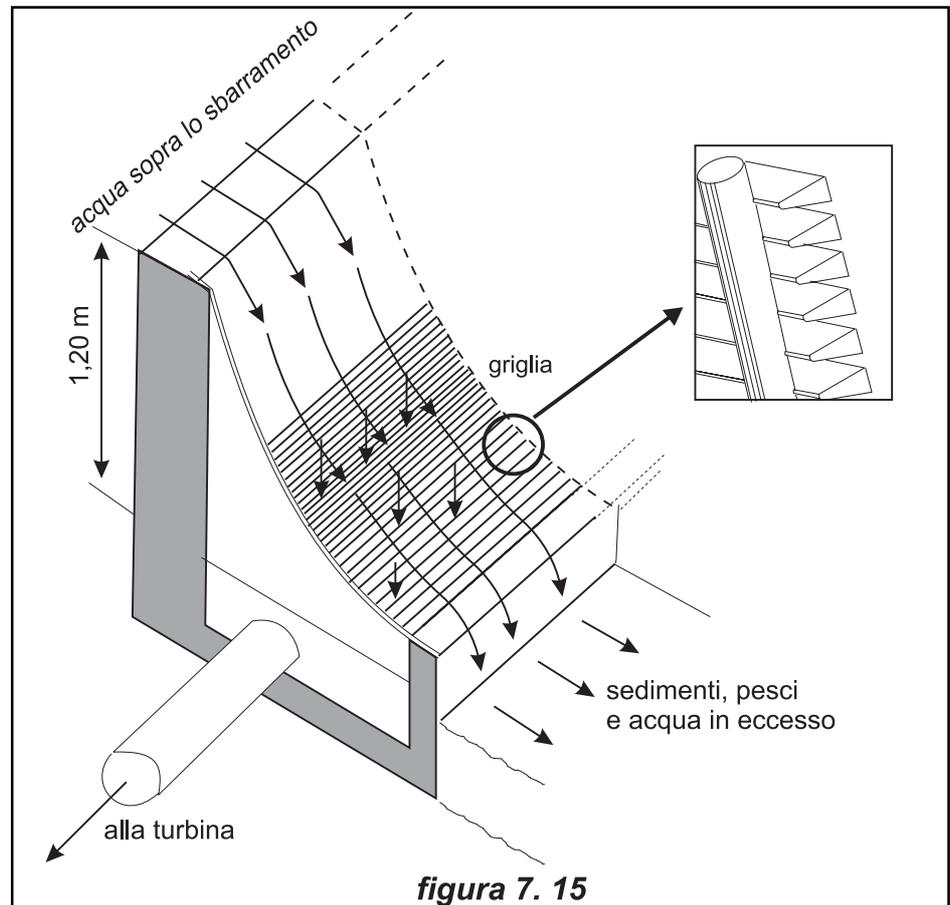
Recentemente è stata messa a punto una nuova griglia di pesa statica autopulente, che non richiede energia per il proprio funzionamento. Essa sfrutta l'effetto Coanda, un fenomeno esibito da un fluido dove il flusso tende a seguire la superficie di un corpo solido posto sulla sua traiettoria. Inoltre le barre della griglia con sezione a V sono inclinate rispetto alle barre di supporto producendo così brusche deviazioni, che causano azioni taglienti lungo la superficie della griglia (figura 7.15). L'acqua entra nell'impianto attraverso le fessure della griglia, che sono solitamente spaziate di 1 mm. Il novanta per cento dei solidi sospesi la cui velocità viene aumentata transi-



tando nello scivolo, passa sopra la griglia ed in questo modo viene garantito 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 1,0-1,20 m di salto per consentire all'acqua di passare sopra la parte a schiena d'asino ed entrare nel canale derivatore sottostante, rendendola non conveniente sui bassi salti.

La fotografia 7.16 raffigura una griglia Coanda fornita da DULAS Ltd (e-mail dulas@gn.apc.org). L'immagine è pubblicata per gentile concessione dell'azienda menzionata.

Le griglie circolari utilizzano filo elettrosaldato costituito in corte e tozze gabbie. Le gabbie si collocano nel letto del fiume per raccogliere l'acqua in modo simile alle gallerie d'infiltrazione.



L'apertura delle maglie della rete controlla le dimensioni dei pesci da allontanare dalla turbina.

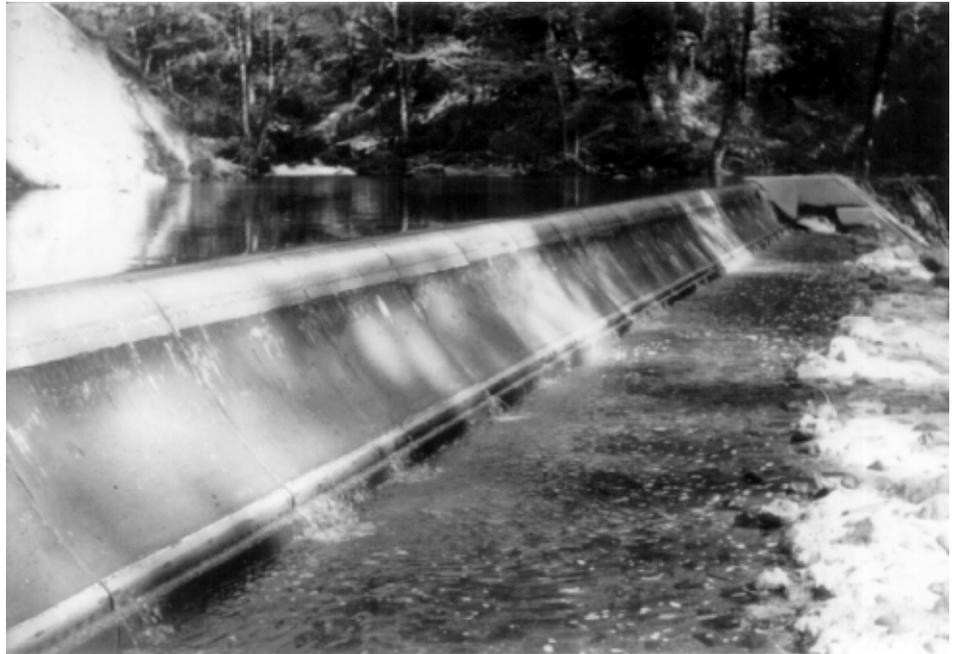
Alcune griglie circolari possono essere disposte in modo da alimentare d'acqua la condotta forzata, raccogliendo volumi relativamente grandi d'acqua con perdite di carico ragionevoli. Per la pulizia si utilizza aria compressa.

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. 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 dimostrato che questi sistemi siano affidabili. Le tecniche di guida comportamentale sono specifiche del sito e della specie ittica e sembra improbabile che possano dare risultati buoni come le griglie fisse in un altrettanto ampio intervallo di condizioni idrauliche.

Se il pesce non passa attraverso la turbina, gli si deve fornire una via alternativa. Un'apertura all'opera di presa, collocata da qualche parte a monte della griglia, è spesso inefficiente a questo scopo. Il *by-pass* dovrebbe essere progettato e collocato⁹.

fotografia 7.18



¹⁰ in modo che il pesce seguendo la corrente si trovi nella corrente del *by-pass* e sia allontanato dalla zona davanti alla presa senza che debba cercare una via di fuga.

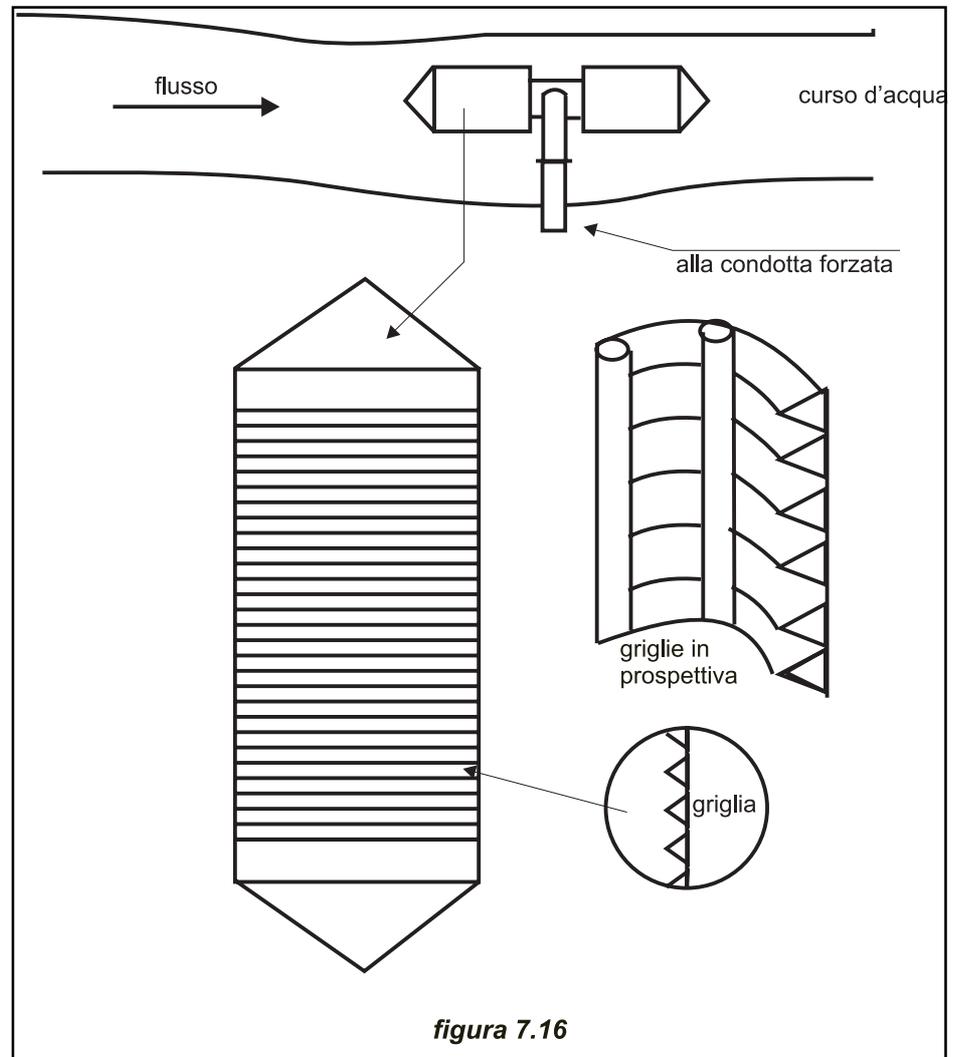
I sistemi di raccolta e trasporto sono simili a quelli impiegati per i pesci che risalgono la corrente. Il pesce deve essere raccolto in una sorta di trappola e trasportato in vasche.

Tuttavia l'operazione è più difficoltosa perché in questo caso non ci sono portate con velocità elevate che attraggono i pesci. Essi devono essere catturati con reti in fibra sintetica o con griglie mobili, sempre sintetiche. Il pesce così raccolto mostra sintomi di stress e ferite superficiali che rendono il sistema poco raccomandabile. Tuttavia questi sistemi sono i soli che assicurino l'esclusione delle uova e delle larve, sebbene sembra sia provato che gli uni e le altre non vengano danneggiati dal passaggio attraverso le turbine a reazione.

I *by-pass* devono consentire ai pesci di allontanarsi dalla zona di fronte alla barriera fisica e ritornare nel corso d'acqua.

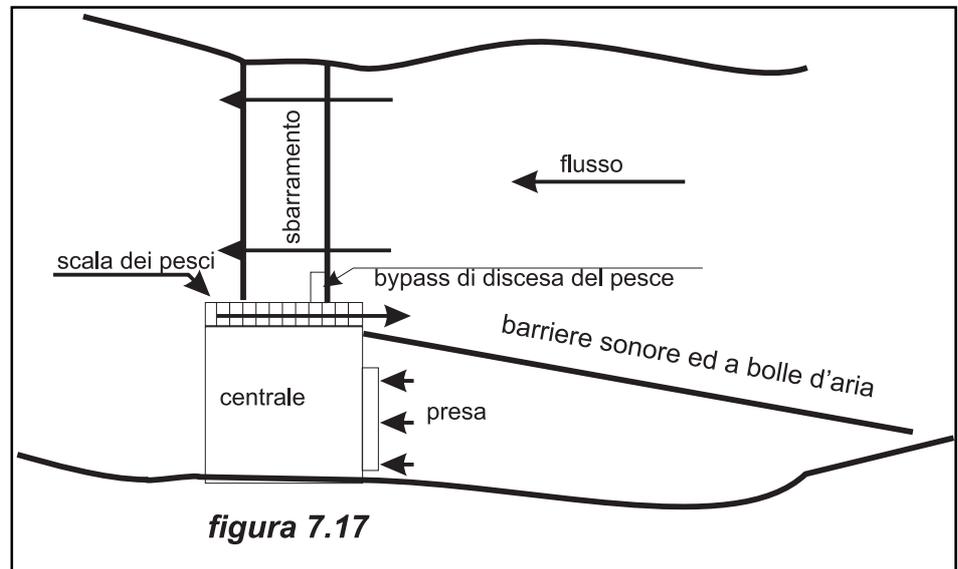
Le griglie poste all'imbocco della presa non richiedono alcun *by-pass*, poiché il pesce è trascinato dal flusso dell'acqua di nuovo nel fiume attraverso lo scaricatore di superficie, che è meno pericoloso delle turbine, anche se può comunque provocare ferite. Sorprendentemente gli scaricatori alti non sono più pericolosi di quelli bassi. La velocità finale come dimostrato, dal lancio di salmoni dagli elicotteri in un bacino¹¹, 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*, che pertanto deve essere posto all'estremità di valle della griglia, nell'ipotesi che essa sia inclinata nel verso della corrente. I pesci sono spesso riluttanti ad entrare in piccole aperture; per questo si raccomanda la realizzazione di aperture di almeno 45 cm, specialmente se si ha a che fare con giovani salmonidi. E' preferibile a questo scopo che la larghezza dell'imbocco del *by-pass* possa essere regolabile inserendo piastre metalliche che riducono l'apertura ove necessario. Il progetto dell'imbocco deve prevedere una leggera accelerazione del flusso senza brusche contrazioni, espansioni o curve.

Per restituire il pesce nel fiume il condotto 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: a questo scopo sono più adatti i canali a pelo libero. Le pareti del *by-pass* devono essere molto lisce per evitare ferite: PEAD e PVC sono pertanto materiali eccellenti per 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 trascinarsi d'aria dentro i condotti in pressione è fonte di turbolenza e di fluttuazione nella concentrazione di gas fino a condizioni di sovrassaturazione 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:

7.3.3.3 Impatti sul territorio

I canali hanno sempre costituito un ostacolo al passaggio degli animali. Per evitare questi problemi attualmente i canali sono interamente interrati ed anche rinverditi in modo da non rappresentare più una barriera fisica. In ogni caso, in zone estremamente sensibili, le autorità ambientali tendono a prendere misure molto rigide, fino a negare la concessione d'acqua.

7.3.4 Oggetti d'interesse archeologico e culturale

Durante i lavori di costruzione si devono spingere all'estremo tutte le precauzioni per evitare che oggetti di un certo valore archeologico o culturale possano essere danneggiati o trafugati.

Questo aspetto può essere particolarmente critico in impianti con serbatoio dove possono venir sommersi oggetti di valore o monumenti storici. Nell'impianto di Cordiñanes descritto in precedenza nel corso degli scavi delle fondazioni della centrale è stato rinvenuto un cimitero medioevale. Con l'aiuto di esperti il luogo è stato sistemato come illustrato dalla fotografia 7.19.

fotografia 7.19

7.4 Impatti delle linee elettriche

7.4.1 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, interrando. La soluzione tecnica ed economica ottima per il tracciato delle linee elettriche è quella che crea l'impatto negativo, dal punto di vista estetico, maggiore. Per ottenere la distanza ottimale dal suolo, i tralicci sono messi in cima alle colline, venendo così a costituire un elemento fortemente dominante del paesaggio. Un numero minimo di curve lungo il tracciato riduce i tralicci, sia d'angolo sia normali, e perciò riduce il costo della linea. Se fatti senza alcuna considerazione per il terreno ed il paesaggio, sia i tracciati con molte curve, sia quelli rettilinei sono esteticamente deprecabili.

In aree montane sensibili dove si realizzi un impianto, le linee 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 in alta montagna, hanno bisogno dell'elettricità per rendere la vita vivibile, e l'elettricità, a meno che sia prodotta con sistemi fotovoltaici, richiede linee di trasmissione. E' vero anche che con una corretta disposizione delle linee in relazione alle forme del paesaggio e con un attento progetto dei tralicci l'impatto può essere in qualche misura mitigato. In certi casi, come all'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.

7.4.2 Impatto sulla salute

Oltre all'intrusione visiva c'è chi rifiuta di camminare sotto le linee a causa dei presunti rischi per la salute dovuti ai campi elettromagnetici. A parte il fatto che questo rischio è stato percepito solo nel caso delle linee ad alta tensione, che

non si verifica mai per i piccoli impianti, dopo alcuni anni di resoconti contraddittori, gli esperti oggi assicurano che vivere in aree prossime a linee ad alta tensione non aumenta il rischio di cancro ed in particolare di leucemia infantile. Questa è la conclusione di un recente rapporto del Cancer Institute pubblicato nella prestigiosa rivista medica "The New England Journal of Medicine". Il rapporto insiste sul fatto che è tempo di finirla di spendere risorse in questo tipo di studi e di concentrare la ricerca sulla scoperta delle reali cause biologiche della leucemia.

7.4.3 Impatto sugli uccelli

Sebbene gli uccelli siano morfologicamente ed aerodinamicamente fatti per volare, esistono dei limiti alla loro capacità di evitare ostacoli artificiali. Zone dove i conduttori sono situati vicino alle cime degli alberi sembra siano ad alto rischio di collisione coi cavi.

Dove esiste una foresta fitta da ambo le parti del corridoio delle linee, sembra che si verifichino poche collisioni. Esse sono frequenti soprattutto in aree dove la distanza dal bosco è di circa 50 m o più da uno o entrambi i lati della linea. Ad ogni modo, la sola maniera per evitare le collisioni degli uccelli contro le linee è interrarle. Questa è la soluzione adottata nell'impianto di Cordiñanes per attraversare il versante nord dove vive il gallo cedrone, un uccello in pericolo d'estinzione.

L'elettrocuzione avviene quando un uccello tocca simultaneamente due fasi o una fase e un oggetto messo a terra. Questo restringe il problema a linee con tensioni sotto 130 kV (le linee dei piccoli impianti arrivano fino a 66 kV). In analogia con le collisioni, l'elettrocuzione è governata da fattori biologici, tecnici e topografici, sebbene questi siano strettamente interconnessi e di difficile separazione. Ricordiamo infine che gioca un ruolo importante a questo riguardo anche l'umidità dell'aria.

7.5 Conclusioni

Una visita a Cordiñanes dimostra a qualunque persona di buona fede che è possibile costruire una centrale in un parco naturale senza che questo ne sia minimamente influenzato ed evitando nel contempo l'emissione in un'altra parte del paese di migliaia di tonnellate di gas serra e di piogge acide. Al punto che se la centrale termoelettrica destinata a sostituire l'impianto idroelettrico, nel caso in cui questo non fosse autorizzato, fosse situata a meno di 300 km dal sito, il parco naturale che l'autorità ambientale intendeva proteggere sarebbe irreversibilmente danneggiato.

Bibliografia:

1. European Commission, "Externalities of Energy – Volume 6 Wind and Hydro", EUR 16525 EN.
2. S. Palmer, "Small scale hydro power developments in Sweden and its environmental consequences", HIDROENERGIA 95 Proceedings, Milano.
3. F. Monaco, N. Frosio, A. Bramati, "Design and realization aspects concerning the recovery of an energy head inside a middle european town", HIDROENERGIA 93, Munich.
4. J. Gunther, H.P. Hagg, "Vollständig Überflutetes Wasserkraftwerk Karlstor/ Heidelberg am Neckar", HIDROENERGIA 93, Munich.
5. M. Mustin ed altri, "Les méthodes de détermination des débits réservés; Analyse et proposition d'une méthode pratique; Le débit de garantie biologique (DGB)", Report pour le Comité EDF Hydroécologie.
6. Santos Coelho & Betamio de Almeida, "A computer assisted technique for the hydraulic design of fish ladders in S.H.P.", HIDROENERGIA 95, Munich.
7. Osborne, J. New "Concepts in Fish Ladder Design (Four Volumes)", Bonneville Power Administration, Project 82-14, Portland, Oregon, 1985.
8. Department of Energy Washington, USA., "Development of a More Fish-Tolerant Turbine Runner", (D.O.E./ID.10571).
9. George J. Eicher, "Hydroelectric development: Fish and wild life considerations", Hydro Review Winter 1984.
10. Winchell, F.C., "A New Technology for Diverting Fish Past Turbines", Hydro-Review December 1990.
11. Dulas Ltd. Machynllet, Powys, Wales SY20 8SX. e-mail dulas@gn.apc.org. "Static screening systems for small hydro",. HIDROENERGIA 97 Conference Proceedings, pagina 190.
12. James J. Strong, "Innovative static self-cleaning intake screen protects both aquatic life and turbine equipment", HYDRO '88 Conference papers.
13. D.R. Lambert, A. Turpenny, J.R. Nedwell, "The use of acoustic fish deflection systems at hydro stations", Hydropower&Dams Issue One 1997.
14. A. Turpenny, K. Hanson, "Fish passage through small hydro-turbines: Theoretical, Practical and Economic Perspectives", HIDROENERGIA 97, Conference Proceedings, pagina 451.
15. "Civil Engineering Guidelines for Planning and Designing Hydroelectric Developments" - Volume 4, American Society of Civil Engineers, New York.

8. Analisi economica

8.0 Introduzione

L'investimento in un piccolo impianto idroelettrico comporta un certo numero di pagamenti distribuiti lungo la vita del progetto e procura degli introiti, anch'essi distribuiti nel tempo. Le uscite includono una componente fissa –il costo del capitale, le assicurazioni, tasse diverse da quelle sugli introiti, etc.- ed una componente variabile –le spese d'esercizio e manutenzione. Alla fine del progetto, in generale coincidente con la durata della concessione, il valore residuo sarà di solito positivo, sebbene talune procedure amministrative prevedano il subentro dello Stato nell'impianto. L'analisi economica ha lo scopo di confrontare le diverse alternative possibili per scegliere la più vantaggiosa oppure abbandonare definitivamente l'iniziativa.

Da un punto di vista economico un impianto idroelettrico differisce da un impianto termoelettrico convenzionale per il fatto che il suo costo di investimento è molto più alto, ma i costi di esercizio sono estremamente più bassi, poiché non è richiesto il combustibile, che è il componente più rilevante nel costo del kWh termico.

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 ha il vantaggio di rendere l'analisi indipendente dal tasso di inflazione. I giudizi di valore sono più facili da fare in termini nominali perché, riferiti ad un periodo di tempo vicino, danno come risultato un costo in una moneta che ha un potere d'acquisto prossimo a quello presente. 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, per effetto della liberalizzazione del mercato, cresceranno due punti in meno dell'inflazione, dovremo considerare che, mentre gli altri fattori rimangono costanti, il prezzo dell'energia elettrica diminuirà del due per cento all'anno.

8.1 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 simili¹². L'IDAE (Istituto para la Diversificacion y Ahorro de Energia, Spagna) in una sua recente pubblicazione "Minicentrales Hidroelectricas"³⁹, 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 caduta⁴.

Lo spagnolo Departamento Nacional de Aguas y Energia Electrica (DNAEE) ha elaborato un software, FLASH, che rappresenta probabilmente il miglior strumento per studi di fattibilità di piccoli impianti⁵. Nell'ambito di un contratto con la Commissione Europea (DG XVII), la francese ISL sta mettendo a punto un programma per Windows '95 e NT che include un importante database per la stima dei costi d'investimento di piccoli impianti idroelettrici.

Il vicepresidente dell'ESHA, D.R. Miller, ha elaborato un programma per la stima del prezzo di vendita necessario per garantire un accettabile ritorno

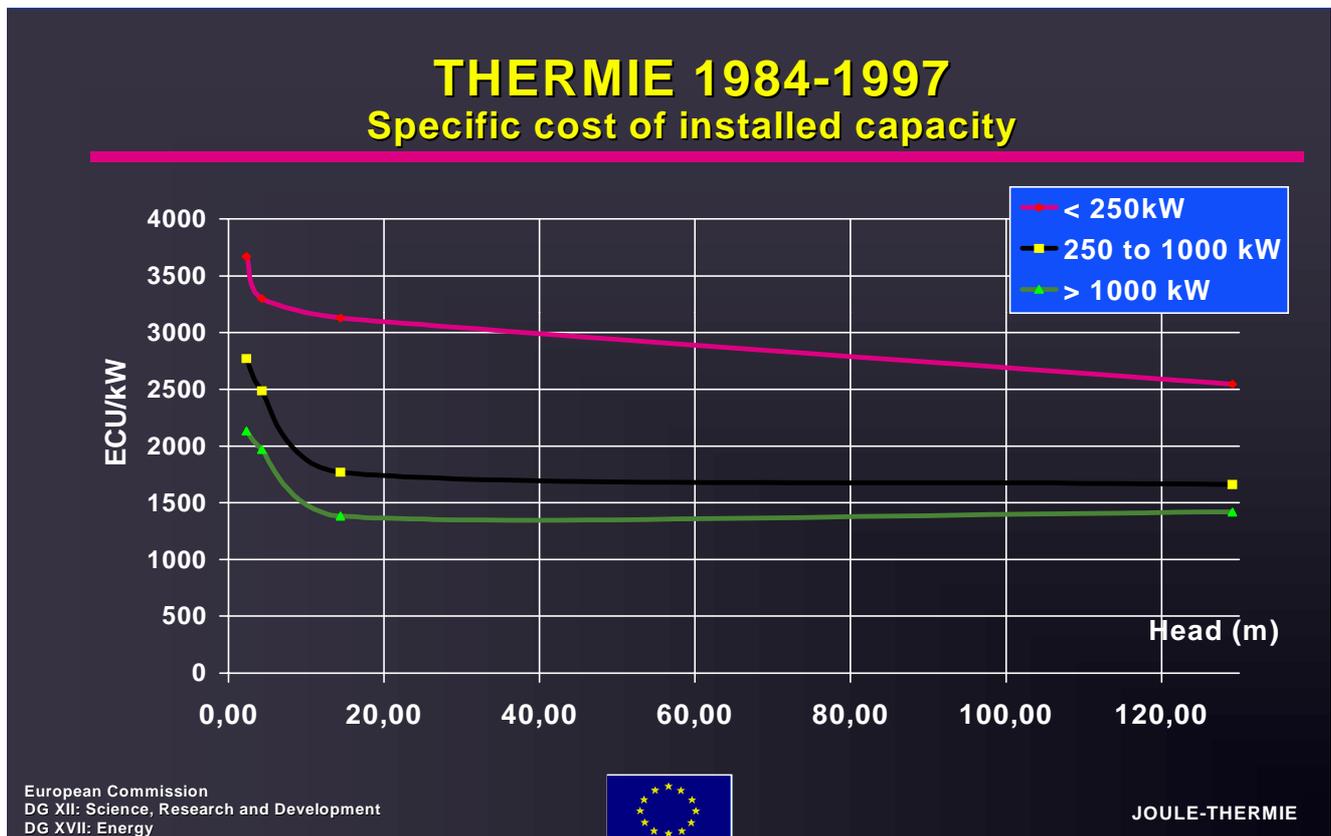
dell'investimento nell'idroelettrico minore. Tale programma comprende anche una stima del costo dell'investimento che è effettuata mediante la seguente tabella:

Potenza di impianto (kW)	Costo (ECU)
250 > P > 200	$200 \times 2.250 + (P-200) \times 2.250 \times 0,548165$
500 > P > 250	$250 \times 2.050 + (P-250) \times 2.050 \times 0,824336$
1.000 > P > 500	$500 \times 1.870 + (P-500) \times 1.870 \times 0,817034$
2.000 > P > 1.000	$1.000 \times 1.700 + (P-1.000) \times 1.700 \times 0,765111$
5.000 > P > 2.000	$2.000 \times 1.500 + (P-2.000) \times 1.500 \times 0,777918$
5.000 < P < 10.000	$5.000 \times 1.300 + (P-5.000) \times 1.300 \times 0,661133$

Il costo di investimento di un impianto da 2.650 kW sarà dato da:
 $2.000 \times 1.500 + (2.650 - 2.000) \times 1.500 \times 0,777918 = 3.758.470$ ECU o
 1.418 ECU/kW installato.

La tabella non tiene conto del salto ed è di qualche utilità solo per impianti a media ed alta caduta.

Nel suo resoconto sul programma THERMIE a HIDROENERGIA '97, Pauwels della DGXVII (Dipartimento delle Tecnologie Energetiche) ha mostrato il seguente grafico che riassume i dati degli impianti presentati nell'ambito del citato programma: esso correla il costo di investimento in ECU/kW installato per diversi intervalli di potenza e di salto.

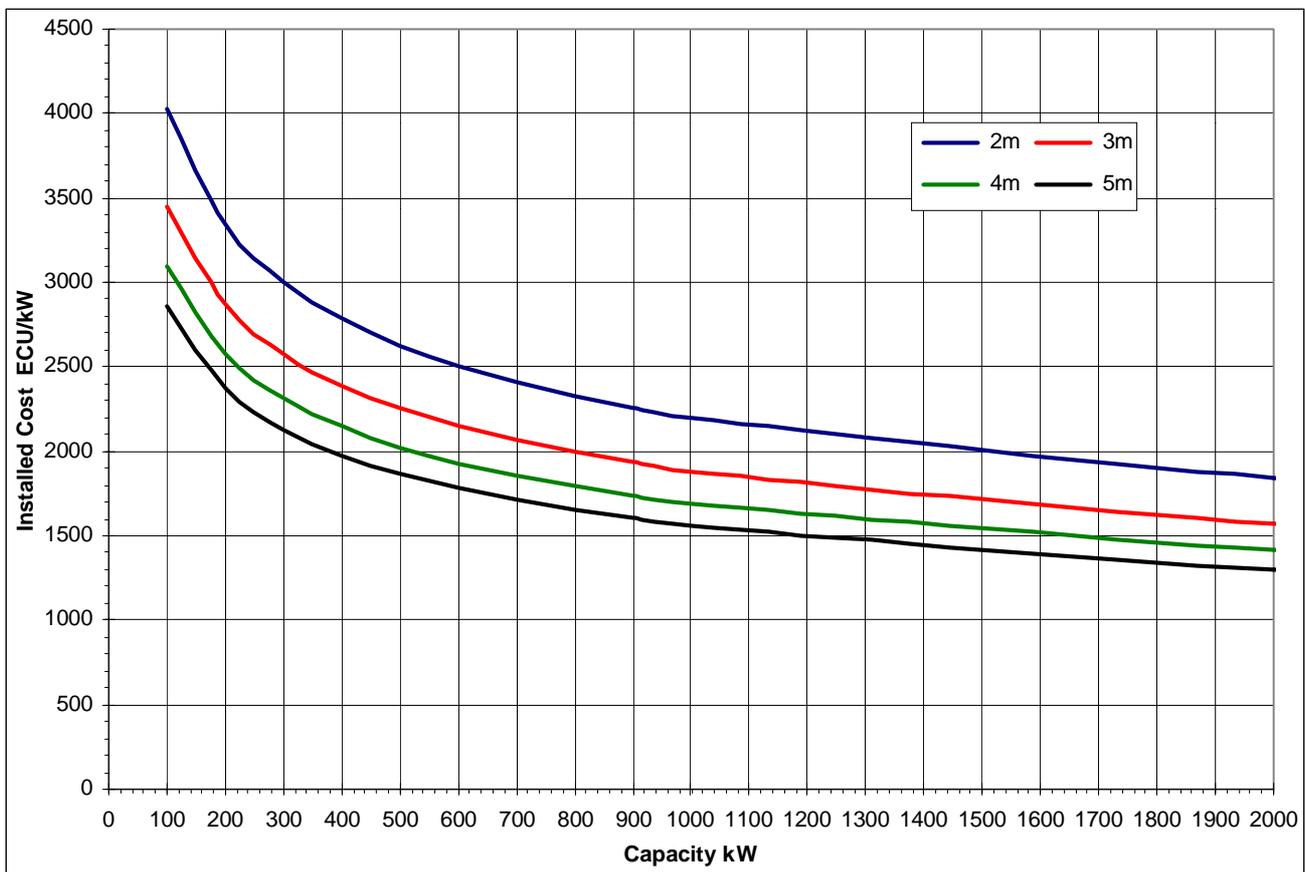


IT Power LTD Stroom Lijn, IEE Kassel 1997, hanno presentato anch'essi a HIDROENERGIA '97 un software "Hydrosoft" che comprende una serie di curve che correlano il costo di investimento in ECU/kW e la potenza installata (tra 100 kW e 10 MW) per impianti a bassa caduta con 2, 3, 4 e 5 m di salto. Le curve sono qui riportate limitate a 2 MW per renderle più significative. Il software, naturalmente, fornisce direttamente il costo a fronte della potenza installata e del salto. Una tabella coi dati numerici completa le curve in modo da rendere il calcolo meno dipendente dalla grafica delle curve stesse.

In ogni caso, poiché la stima del costo è essenziale per l'analisi economica, in una seconda fase è necessario redigere un progetto preliminare delle principali componenti dell'impianto. Sulla base di esso, si possono ottenere dai fornitori dei prezzi di massima dei materiali.

Questi prezzi non sono da considerare fissi fino a quando non siano state fornite le specifiche tecniche e i tempi di consegna, che saranno stabiliti in seguito, nella fase di progetto definitivo e di richiesta d'offerta.

Non bisogna dimenticare che in un impianto connesso alla rete dovranno prendersi in conto anche i costi relativi alla linea d'allacciamento perché, in accordo con le varie leggi nazionali, essa deve essere realizzata a spese del costruttore dell'impianto, sebbene di solito divenga proprietà del gestore della rete. Una centrale



Total capacity	capacity/Turbine	2m	3m	4m	5m
100	50	4023	3447	3097	2854
200	100	3344	2865	2574	2372
300	150	3004	2574	2313	2131
400	200	2786	2386	2145	1976
500	250	2628	2251	2023	1864
600	300	2506	2147	1929	1778
700	350	2407	2063	1853	1708
800	400	2326	1992	1790	1650
900	450	2256	1933	1737	1600
1000	500	2196	1881	1690	1558
2000	1000	1839	1575	1416	1304
3000	1500	1659	1422	1277	1177
4000	2000	1543	1322	1188	1095
5000	2500	1460	1251	1124	1036
6000	3000	1395	1195	1074	990
7000	3500	1342	1150	1033	952
8000	4000	1299	1113	1000	921
9000	4500	1261	1081	971	895
10000	5000	1229	1053	946	872

vicina al punto d'immissione in rete sarà sempre più economica di una lontana da essa. Lo stesso ragionamento può essere applicato alle linee telefoniche. In un impianto non presidiato la linea telefonica è spesso impiegata per trasmettere segnali, allarmi e comandi, anche se talvolta può essere più economico usare la linea elettrica stessa per stabilire un collegamento radio oppure utilizzare un telefono cellulare, se la copertura è buona.

8.2 Matematica finanziaria

Un progetto d'investimento prevede entrate ed uscite che si verificano in diversi periodi.

In ogni analisi economica ci sono sempre due variabili, il tempo ed il denaro. Una certa quantità di denaro sborsata o incassata in un certo momento ha un valore differente se sborsata o incassata in un altro momento. In realtà il denaro può essere investito in un certo periodo di tempo con la garanzia di un certo guadagno. Il termine "valore attuale" definisce il valore di una certa somma di denaro in un momento diverso da quello in cui è stata sborsata o incassata.

Dato un costo opportunità del capitale r , il costo C_i (o il beneficio B_i) sborsato o incassato all'anno "i" viene scontato all'anno zero con l'equazione:

$$C_0 = \left[\frac{1}{(1+r)^i} \right] \cdot C_i \quad (8.1)$$

La frazione tra parentesi quadra è nota come fattore di sconto (PVF, present value

factor). Per trovare il valore attuale di una certa somma di denaro da ricevere o pagare ad un dato anno "i" basterà applicare la formula 8.1 o moltiplicarla per il fattore, equivalente a tutti gli effetti, contenuto nella tabella 8.1, purché si conosca il costo opportunità del capitale "r" ed il periodo "i". Per esempio, se il costo opportunità del capitale è dell'8%, 1.500 ECU da incassare tra 5 anni a partire da oggi equivalgono a ricevere oggi:

$$1.500 \cdot \frac{1}{(1+0,08)^5} = 1.020,9 \text{ ECU}$$

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 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).

Sebbene il PVF possa essere usato per risolvere ogni problema di valore attuale che si dovesse presentare, è utile definire una seconda quantità per rendere più spediti i calcoli: il valore attuale di un'annualità.

L'annualità è una serie di quantità uguali di denaro in un certo periodo di tempo. 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:

$$a_n = v^1 + v^2 + v^3 + \dots + v^n$$

Si dimostra facilmente che:

$$a_n = \frac{1 - v^n}{r} = \frac{(1+r)^n - 1}{r(1+r)^n} = \frac{1 - (1+r)^{-n}}{r} \quad (8.2)$$

Per esempio, il valore di una serie di pagamenti di 200 ECU annui in tre anni a partire dalla fine del primo anno sarà dato dal prodotto di 200 ECU per il valore a_n nell'equazione (8.2) o del PVF nella sesta colonna di tabella 8.1.

$$a_n = \frac{1 - (1+0,08)^{-3}}{0,08} = 2,577; C \cdot a_n = 515,2 \text{ ECU}$$

8.3 Metodi di valutazione economica

Il metodo più semplice per confrontare investimenti in iniziative diverse 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 da ciascuna iniziativa. Tuttavia questo criterio non individua la convenienza degli impianti, poiché le entrate non sono prese in conto e pertanto riteniamo sia un criterio valido solo per dare indicazioni di massima. Negli ultimi anni, per esempio, ai fini delle ammissibilità al supporto economico nell'ambito del programma THERMIE, questo rapporto non doveva essere superiore a 2.350 ECU/kW.

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

8.3.1 Metodi statici (indipendenti dal costo opportunità del capitale)

8.3.1.1 Metodo del *Payback*

Il metodo del *payback* stabilisce il numero di anni necessari perché le entrate pareggino il capitale investito. Tale numero di anni è definito *payback time* (tempo di ritorno dell'investimento).

Il *payback time* è solitamente calcolato al netto delle tasse e tralasciando il costo opportunità del capitale (il costo opportunità del capitale è il guadagno che si conseguirebbe se si impiegasse il capitale in un investimento analogo a quello in studio). I costi d'investimento sono normalmente individuati nei costi di costruzione (opere civili ed elettromeccaniche) ed i benefici sono quelli netti risultanti dalla vendita annua dell'energia cui vanno sottratti le spese di esercizio e manutenzione, il tutto in condizioni di valore del denaro costante. Il *payback time* non dovrebbe superare i 7 anni perché un piccolo impianto possa considerarsi conveniente.

In ogni caso il metodo del *payback* non consente la selezione tra differenti soluzioni tecniche per lo stesso impianto o la scelta tra diversi progetti che possano essere sviluppati dallo stesso investitore.

Infatti non dà peso ai flussi di cassa successivi al periodo di *payback* e perciò non misura la bontà dell'investimento lungo la sua vita totale.

8.3.1.2 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.

$$\text{ROI} = (\text{entrate nette medie annue} / \text{costo dell'investimento}) \times 100$$

8.3.2 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.

8.3.2.1 Metodo del Valore Attuale Netto (VAN)

La differenza tra entrate ed uscite, lungo tutta la durata dell'investimento, entrambe scontate ad un tasso fisso rappresenta il Valore Attuale Netto (VAN) dell'investimento.

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:

$$\text{VAN} = \sum_{i=0}^n \frac{R_i - (I_i + O_i + M_i)}{(1 + r^i)} + V_r \quad (8.3)$$

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 30 anni, perché, a causa dell'attualizzazione, sia le spese che le entrate pesano poco dopo un gran numero di anni.

Iniziative differenti sono classificate in ordine di NPV decrescente. Progetti con VAN negativi saranno scartati, poiché i benefici attualizzati che essi generano nel corso della vita del progetto sono insufficienti per coprire i costi iniziali. Tra i progetti con VAN positivo i migliori saranno quelli con il VAN più grande.

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, il loro valore scontato è dato dall'equazione 8.2.

Il metodo non fa distinzioni tra progetti che hanno lo stesso VAN. Un progetto da un milione di ECU in valore attuale che garantisce un guadagno attualizzato di 1.100.000 ECU ha lo stesso VAN di un progetto da 100.000 ECU che da profitti attualizzati per 200.000 ECU. Entrambi i progetti avranno un VAN di 100.000 ECU, ma il primo richiede un investimento 10 volte maggiore del secondo.

8.3.2.2 Rapporto Benefici/Costi

Il metodo Benefici/Costi confronta, rapportandoli, i valori attuali dei benefici con quelli dei costi. Iniziative con un rapporto inferiore a 1 di solito vengono scartate. Matematicamente il rapporto vale:

$$R_{b/c} = \frac{\sum_0^n i \frac{R_i}{(1+r)^i}}{\sum_0^n i \frac{I_i + M_i + O_i}{(1+r)^i}} \quad (8.4)$$

dove tutti i parametri sono gli stessi della equazione 8.3.

8.3.2.3 Metodo del Tasso Interno di Rendimento (TIR)

Il Tasso Interno di Rendimento (TIR) è il tasso d'attualizzazione al quale il valore attuale dei benefici periodici (entrate meno spese d'esercizio e manutenzione) uguaglia il valore attuale dell'investimento iniziale. In altri termini il metodo calcola il tasso di rendimento che ci si aspetta da un investimento.

In base a questo metodo tra due alternative si sceglie quello che garantisce il TIR più alto.

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.

In certe condizioni può non esistere alcun TIR oppure essercene più d'uno. Un esempio d'investimento che origina più soluzioni è quello caratterizzato da flussi di cassa prima negativi, poi positivi e infine ancora negativi.

Gli esempi seguenti illustrano come applicare i metodi descritti ad un ipotetico impianto idroelettrico.

8.4 Esempi

Esempio 8.1

Piccolo impianto con le seguenti caratteristiche:

Potenza installata 4.929 kW

Producibilità annua 15.750 MWh

Ricavi al primo anno 1.005.320 ECU

Si assume che il prezzo dell'energia crescerà ogni anno di un punto in meno dell'inflazione.

Il preventivo di costo del progetto in ECU 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

Totale	6.416.435
--------	-----------

Imprevisti (3%)	192.493
-----------------	---------

Investimento totale	6.608.928	ECU
----------------------------	------------------	------------

Il costo del kW installato è:

$$6.608.928/4.929 = 1.341 \text{ ECU/kWh}$$

Applicando le curva di D.R. Miller si otterrebbe

$$6.417.784/4.929 = 1.302 \text{ ECU/kW valore molto vicino a quello stimato.}$$

Il costo di investimento per MWh prodotto vale:

$$6.608.928/15.750 = 420 \text{ ECU/MWh}$$

I costi di esercizio e manutenzione sono valutati il 4% del costo dell'investimento:

$$6.608.928 \times 0,04 = 264.357 \text{ ECU}$$

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. Alla fine del terzo anno il 60% delle opere civili saranno finite 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 dall'anno -2. 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.

Valore Attuale Netto (VAN)

L'equazione (8.3) può essere scritta così:

$$VAN = \sum_{i=4}^{36} \frac{R_i - (O_i + M_i)}{(1+r)^i} - \sum_{i=0}^3 \frac{I_i}{(1+r)^i}$$

Per calcolare l'equazione bisogna tenere conto che R_i varia ogni anno. Calcolando a mano o con la funzione VAN di un foglio di calcolo si ottiene il seguente valore: VAN = 480.386 ECU

Tasso di rendimento interno (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 = 480.386 ECU

VAN per $r = 9\%$ VAN = -44.176 ECU

Proseguendo le iterazioni si ottiene VAN per $r = 8,91\%$ VAN=0

Perciò TIR = 8,91%

Rapporto Benefici/Costi

Il VAN delle entrate per vendita di energia all'anno -4 è 8.365.205 ECU.

Il VAN all'anno -4 delle spese (investimento più spese di manutenzione ed esercizio) è 7.884.819 ECU

$R_{b/c} = 8.365.205 / 7.884.819 = 1,061$

Variando le ipotesi fatte si può rilevare la sensitività dei parametri. Le tabelle 8.3 e 8.4 mostrano rispettivamente il VAN ed i $R_{b/c}$ per differenti valori della vita dell'impianto e del tasso di attualizzazione.

Tabella 8.3
VAN in funzione del tasso di attualizzazione e della vita dell'impianto

r/anni	6%	8%	10%	12%
25	1.097.298	23.747	-735.200	-1.274.402
30	1.577.476	303.853	-570.068	-1.176.056
35	1.909.742	480.386	-475.118	-1.124.379

Tabella 8.2

Costo di investimento [ECU]				6.608.928		
Spese annue di esercizio e manutenzione [ECU]				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	480.386

Tabella 8.4
 $R_{b/c}$ in funzione del tasso di attualizzazione e della vita dell'impianto

r/anni	6%	8%	10%	12%
25	1,130	1,003	0,933	0,828
30	1,181	1,039	0,919	0,819
35	1,215	1,061	0,895	0,803

I risultati finanziari dipendono fortemente dal prezzo pagato per l'energia. La tabella 8.5 dà i valori del VAN e del $R_{b/c}$ per tariffe più basse del 35% e del 25% e più alte del 15% e del 25% rispetto a quelle assunte nell'esempio 8.1.

Tabella 8.5
VAN e $R_{b/c}$ per differenti prezzi dell'energia (r=8%; n=35 anni)

	65%	75%	100%	115%	125%
NPV	-2.447.434	-1.610.912	480.386	1.735.162	2.571.397
$R_{b/c}$	0,690	0,796	1,061	1,220	1,326

Esempio 8.2

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 8.1. La banca nei primi due anni raccoglie solo la quota interessi della rata di mutuo. 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 ed in seguito applicare lo stesso schema ad altre iniziative con entrate ed uscite diverse.

8.5 Analisi finanziaria di alcuni impianti europei

Nella tabella 8.7 sono 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. 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.

Tabella 8.6

Anno	Investimento totale	Mutuo	Autofinan- ziamento	Debito residuo	Quota interesi	Quota capitale	Entrate	O&M	Flusso di casa	Flusso escontato	NPV
-4	82.087		82.087				0	0	-82087	-82.087	-82.087
-3	75.988		75.988				0	0	-75988	-70.359	-152.446
-2	3.074.165	2.151.916	922.249	2.151.916		0	0	0	-922249	-790.680	-943.126
-1	3.376.688	2.363.682	1.013.006	4.515.598	215.192	0	0	0	-1.228.198	-974.983	-1.918.109
0				4.515.598	451.560	0	1.005.320	264.357	289.403	212.720	-1.705.389
1				4.380.575	451.560	135.023	995.267	264.357	144.327	98.227	-1.607.162
2				4.083.740	438.058	296.835	985.314	264.357	-13.936	-8.782	-1.615.944
3				3.757.221	408.374	326.519	975.461	264.357	-23.789	-13.881	-1.629.825
4				3.398.050	375.722	359.171	965.706	264.357	-33.543	-18.122	-1.647.947
5				3.002.963	339.805	395.088	956.049	264.357	-43.200	-21.611	-1.669.558
6				2.568.366	300.296	434.597	946.489	264.357	-52.761	-24.439	-1.693.997
7				2.090.310	256.837	478.056	937.024	264.357	-62.226	-26.688	-1.720.684
8				1.564.448	209.031	525.862	927.654	264.357	-71.596	-28.432	-1.749.116
9				986.000	156.445	578.448	918.377	264.357	-80.873	-29.737	-1.778.853
10				349.708	98.600	636.293	909.193	264.357	-90.056	-30.661	-1.809.513
11				0	34.971	349.708	900.101	264.357	251.066	79.147	-1.730.367
12							891.100	264.357	626.743	182.940	-1.547.426
13							882.189	264.357	617.832	166.981	-1.380.446
14							873.368	264.357	609.011	152.404	-1.228.041
15							864.634	264.357	600.277	139.091	-1.088.950
16							855.988	264.357	591.631	126.933	-962.017
17							847.428	264.357	583.071	115.830	-846.186
18							838.953	264.357	574.596	105.692	-740.495
19							830.564	264.357	566.207	96.434	-644.061
20							822.258	264.357	557.901	87.981	-556.080
21							814.036	264.357	549.679	80.263	-475.817
22							805.895	264.357	541.538	73.217	-402.601
23							797.836	264.357	533.479	66.785	-335.816
24							789.858	264.357	525.501	60.913	-274.903
25							781.959	264.357	517.602	55.553	-219.350
26							774.140	264.357	509.783	50.661	-168.689
27							766.398	264.357	502.041	46.196	-122.494
28							758.734	264.357	494.377	42.121	-80.373
29							751.147	264.357	486.790	38.402	-41.970
30							743.636	264.357	479.279	35.009	-6.961
31							736.199	264.357	471.842	31.913	24.952
32							728.837	264.357	464.480	29.088	54.040

Le cifre sono state elaborate con un foglio elettronico Quattro Pro con un tasso di attualizzazione dell'8% ed una vita d'impianto di 30 anni.

Nazione		Germany	France	Ireland	Portugal	Spain
Portata	m ³ /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	ECU	486.500	1.297400	541.400	1.148.000	5.578.928
Ore d'esercizio	h	8.209	4.105	8.4001	4.012	3.150
Produzione annua	MWh	903	7.800	3.612	6.540	15.750
Prezzo medio MWh	ECU	76,13	53,65	23,23	53,54	63,82
Entrate annue	ECU	68.732	418.443	83.907	350.128	1.005.320
Spese annue O&M	ECU	19,850	51,984	25,176	22,960	157.751
Profitto lordo	ECU	48,882	366,459	58,731	327,168	847.569
O&M/investimento	%	4,08%	4,01%	4,65%	2,00%	3%
Analisi economica						
Costo del kW installato	ECU	4,424	683	1,259	704	1.132
Costo del MWh	ECU	538.86	166.34	149.89	175.55	354,2
Payback semplice	Anni	9.95	3.54	9.22	3.51	6,61
TIR	%	9.36	14.25	10.25	28.31	13,17
R _{b/c}		1.10	2.52	1.15	2.83	1,40
VAN	ECU	61,941	2,559,546	112,867	2,294,295	2.456.232

Bibliografia:

1. IDAE, "Manual de Minicentrales Hidroeléctricas", Edición Especial CINCO DIAS, 1997.
2. J. Fonkenelle, "Comment sélectionner une turbine pour basse chute", Proceedings HIDROENERGIA 91, AGENCE FRANCAISE POUR LA MAITRISE DE L'ENERGIE.
3. DNAEE, "APROVEITAMENTOS HIDRELETRICOS DE PEQUENO PORTE" - Volumen V "Avaliação de Custos e Benefícios de Pequenas Centrais Hidrelétricas", Modelo FLASH, Brasília 1987.
4. P. Fraenkel et al., "Hydrosoft: A software tool for the evaluation of low-head hydropower resources", HIDROENERGIA 97 Conference Proceedings, página 380.

9. Procedure amministrative

9.0 Introduzione

La realizzazione di piccoli impianti idroelettrici è soggetta a regolamenti governativi e a procedure amministrative, che per ora variano da Stato a Stato.

I regolamenti attualmente in forza nella maggior parte degli Stati membri includono aspetti economici, tecnici e procedurali.

Gli aspetti economici si riferiscono soprattutto a chi può generare l'elettricità, alla massima potenza installata perché un impianto possa essere considerato piccolo ed alle condizioni per la vendita dell'elettricità, inclusi i prezzi e gli eventuali incentivi.

Gli aspetti tecnici si riferiscono soprattutto alle specifiche per il collegamento alla rete.

Gli aspetti procedurali concernono la concessione per l'uso d'acqua, la concessione edilizia, le varie autorizzazioni per la realizzazione e la messa in esercizio dell'impianto.

Le procedure autorizzative, benché talvolta arbitrarie, sono attualmente ben definite. Tuttavia, avvicinandosi la cosiddetta "deregolamentazione" (o "liberalizzazione") del mercato dell'energia, la situazione sta diventando più fluida e, specialmente negli aspetti connessi con i prezzi di vendita, impossibile da descrivere nei particolari. Raccomandiamo quindi ai lettori interessati al problema di leggere il rapporto EUR 1994 "Small hydropower general framework for legislation and authorisation procedures in the European Union", redatto dall'ESHA in base al contratto n° 4.1030/E/93.07 con la Commissione Europea.

Due temi fondamentali condizionano lo sviluppo del potenziale idroelettrico minore: i procedimenti amministrativi per autorizzare l'uso dell'acqua ed i prezzi d'acquisto dell'elettricità da parte dei distributori.

Il primo sbocca nel labirinto amministrativo delle autorizzazioni, che si complica giorno dopo giorno, come conseguenza delle pressioni esercitate sui poteri locali da parte degli pseudoecologisti. Benché l'unico modo per adempiere agli obblighi europei relativi alla riduzione dell'emissione di "gas serra" sia, senza alcun dubbio, adoperarsi per migliorare l'efficienza energetica e spingere la produzione di energia da risorse rinnovabili, i piccoli gruppi ecologisti locali si ostinano non a combattere i progetti mal concepiti dal punto di vista ambientale (vedi capitolo 7) - che è cosa desiderabile - ma ad opporsi semplicemente alla realizzazione di qualsiasi impianto ed in special modo di quelli idroelettrici. In questa guisa il promotore è obbligato a intraprendere una lunga e costosa strada, alla fine della quale solitamente riceverà un parere negativo, che nella maggior parte dei casi non sarà neppure fondato.

Il secondo, che in determinati paesi - precipuamente il Portogallo, la Germania e la Spagna - era perfettamente risolto, si va ora complicando per il cammino verso il mercato unico dell'energia, che rende difficile stabilire tariffe predeterminate, le quali sembrano in apparente contraddizione con le leggi del libero mercato.

Dato il numero elevato di Paesi membri, risulta difficile spiegare la situazione

legislativa in ognuno d'essi, come è stato fatto in profondità nella prima edizione della Guida Layman's. In quest'edizione ci limiteremo ad affrontare il tema da un punto di vista più generale, concentrandoci sugli aspetti più significativi.

9.1 Aspetti economici

La produzione di elettricità nei paesi della Unione Europea è stata finora – e continua ad esserlo – un monopolio di diritto, esercitato da un Ente Pubblico del quale lo Stato detiene la maggioranza, oppure è nelle mani di una serie di società elettriche pubbliche e private, le quali come risultato di successive e multiple fusioni, realizzano un monopolio *de facto* nei loro rispettivi territori. Ciò nonostante, in tutti i paesi della U.E. è permessa, a determinate condizioni, la produzione indipendente di elettricità.

In alcuni di questi paesi, il produttore può solamente gestire la sua centrale per far fronte al proprio consumo, però può vendere le eccedenze alla rete e coprire le carenze comprando l'energia dalla società elettrica che opera nel suo territorio

In altri paesi, i produttori indipendenti possono vendere alla rete tutta l'energia prodotta, però non gli è permesso venderla a terzi. In Germania, Belgio, Francia, Spagna, Grecia, Irlanda, Italia e Portogallo le società elettriche sono obbligate per legge a comprare energia prodotta dai produttori indipendenti autorizzati. Nel Regno Unito questo obbligo si limita a quei produttori che hanno sottoscritto un contratto NFFO (non-fossil fuel obligation). In Olanda e Danimarca la situazione è diversa: le società elettriche sono disposte ad acquistare energia pulita ad un prezzo molto elevato, perché i consumatori sono coscienti della necessità di collaborare al benessere del pianeta; lo stesso avviene anche in determinati Stati degli USA.

La massima potenza installata perché una centrale possa essere considerata "piccola" varia da Paese a Paese. La Commissione Europea, l'UNIPEDE (Union International de Producteurs et Distributeurs de Electricité) e l'ESHA (European Small Hydropower Association) hanno adottato come potenza limite quella di 10 MW. Questa stessa potenza è nella legislazione del Belgio, Spagna, Grecia, Irlanda e Portogallo. In Austria, Olanda e Regno Unito è 5 MW. In Francia 4,5 MW, in Italia 3 MW, in Danimarca 2 MW, in Svezia 1,5 MW e in Lussemburgo e Germania 0,5 MW.

E' opportuno chiarire che, in alcuni di questi Paesi, un produttore indipendente può generare elettricità in centrali di maggiore potenza (però senza poter godere dei vantaggi accordati alle "piccole"). Per esempio in Danimarca, Italia e Svezia non esiste limite di potenza, nel Regno Unito questo limite è 50 MW e in Francia 8 MW.

In Belgio, Danimarca, Irlanda e Lussemburgo non esiste una legislazione specifica sulla produzione indipendente di elettricità. In Grecia, secondo la Legge 1468/50, la produzione e la trasmissione di elettricità sono monopolio della società Public Power Corporation (PPC), proprietà dello Stato, benché la Legge 1559/85 consenta, a tutte le persone fisiche o giuridiche, di produrre elettricità in centrali idroelettriche fino a una potenza massima installata di 5.000 kW, sempre che sia per uso proprio e non esista un'opposizione da parte della PPC.

In Francia, Italia, Portogallo e Spagna la legge consente a tutte le persone fisiche o giuridiche – incluse le comunità locali - di produrre elettricità utilizzando risorse rinnovabili, in centrali la cui potenza massima nominale varia da paese a paese (8 MW in Francia, senza limite in Italia, 10 MW in Portogallo e in Spagna).

L'argomento più controverso e che più influenza la resa economica di un impianto è il prezzo pagato per l'energia immessa nella rete. Nella maggior parte degli stati membri, questo prezzo è fissato dal governo. In alcuni paesi, come Germania, Portogallo e Spagna, il prezzo era ragionevolmente buono e conseguentemente lo sviluppo della piccola idraulica è stato molto brillante. In altri come Belgio, Lussemburgo, Grecia, e in minor misura in Italia, i prezzi garantivano una difficile rendita all'impianto e il numero delle nuove installazioni è stato piccolo. In Gran Bretagna, l'esperienza del N.F.F.O. che, in teoria, permette di pagare un prezzo maggiore alle energie pulite, non ha avuto l'efficacia attesa. Nel resto dei paesi membri, i prezzi erano oggetto di negoziati e in certe situazioni risultavano attraenti.

Al momento presente, nel quale i governi pretendono di stabilire un mercato concorrenziale, esistono dubbi circa la loro volontà di fissare tariffe speciali per la vendita di energia alla rete da parte dei produttori indipendenti (in Spagna questa energia si conosce come "energia prodotta in regime speciale"). E, senza pressioni, i governi tenderanno a contrapporre il loro progetto di stabilire un mercato concorrenziale – non "deregolato" – dell'elettricità al loro obbligo morale di promuovere lo sviluppo delle energie rinnovabili, che, insieme con il risparmio energetico, rappresentano l'unica soluzione conosciuta per stabilizzare le emissioni dei cosiddetti "gas serra".

Se si esternalizzassero i costi di produzione dei processi convenzionali, di modo che i danni ambientali conseguenti all'emissione di "gas serra" e alla formazione di piogge acide entrassero a far parte della tariffa, la situazione della piccola idraulica diverrebbe chiaramente competitiva. In questa direzione stanno procedendo molti studi, in buona parte redatti per conto della Commissione, per valutare questi costi esterni, il che potrebbe servire di base per stabilire la tante volte richiesta tassa sulla CO₂.

A fronte di questa tassa, i governi intenderebbero creare un premio per l'elettricità prodotta da fonti rinnovabili. Questa sembra essere la tendenza prevalente nei paesi membri della UE. Il prezzo al quale le società distributrici compreranno l'elettricità sarà quello che è noto come "pool price" e, oltre questo prezzo, quelli che ricorreranno a risorse rinnovabili percepiranno un premio, il cui calcolo o valutazione sarà senza dubbio oggetto di forti discussioni.

In Spagna la recente approvazione – Novembre 1997 – da parte del Congresso dei Deputati della nuova legge del settore elettrico apre un futuro di speranze per l'energia mini idraulica, in quanto il prezzo pagato per l'energia è collegato al prezzo medio dell'elettricità, risultante dalla divisione degli incassi derivati dalla fatturazione per la vendita dell'energia divisi per la quantità d'energia somministrata.

Non è estraneo a questa decisione l'appello di 1.500 scienziati di tutto il mondo - tra di loro la maggior parte dei Premi Nobel in aree scientifiche - diretto ai leader politici, che richiede un impegno deciso nella promozione dell'efficienza energetica e delle energie rinnovabili, come mezzo per combattere il cambiamento climatico

9.2 Come sostenere le energie rinnovabili in un mercato deregolato*

Si sta abbandonando il monopolio nella generazione e si va verso un mercato competitivo in cui gli acquirenti avranno la possibilità di scegliere fra diversi produttori. Ci si allontana dai complessi schemi di norme per affidarsi maggiormente ai meccanismi di mercato. Ma, mentre l'industria elettrica si ristruttura, sarà compito primario dei governi stabilire nuove "regole di mercato" che guidino la competizione. Un elemento essenziale sarà assicurare che quelle regole conducano il mercato ristrutturato verso risorse più pulite, che sono compatibili con il pubblico interesse. I combustibili fossili provocano molti danni all'ambiente, quali smog, piogge acide, cambiamenti del clima e avvelenamenti da mercurio nei laghi. Gli studiosi del clima concordano generalmente sul fatto che i "gas serra" stanno causando cambiamenti climatici e sono convinti che da ciò deriveranno seri problemi all'ambiente del pianeta, con drammatiche conseguenze per l'umanità. Le tecnologie proprie delle energie rinnovabili forniscono benefici ambientali e usano risorse locali, in grado di ridurre la dipendenza dai combustibili importati.

I possibili mezzi di cui dispongono governi per sostenere le fonti rinnovabili rientrano in quattro categorie.

La prima categoria implica il riconoscimento che una certa percentuale d'energia sia prodotta da fonti rinnovabili, attraverso quelli che gli americani chiamano "set aside", "Renewable Portfolio Standards" o semplici contratti con i produttori.

Il secondo approccio pone l'accento sul porre limiti alle emissioni dei generatori alimentati con combustibili fossili, con conseguente aumento dei loro costi di produzione.

La terza categoria contiene una varietà d'approcci, come il marketing "verde" e l'educazione dei cittadini.

Il quarto approccio consiste nello stabilire il prezzo che i distributori dovrebbero pagare ai produttori indipendenti, calcolato come una quota (dall'80 al 90 %) del prezzo medio dell'elettricità (totale fatturato diviso per il numero di kWh fatturati).

Alcuni degli approcci summenzionati richiedono un aiuto finanziario dallo Stato. Poiché l'aria pulita è un beneficio goduto da tutti, tutti gli acquirenti dovrebbero dividerne i costi. Nella maggior parte delle strutture industriali proposte, le compagnie distributrici continuerebbero ad essere un monopolio controllato. Dal momento che tutti i compratori e i venditori dovrebbero comunque ricorrere alle compagnie distributrici, questo è l'unico punto non aggirabile del sistema su cui caricare i benefici delle rinnovabili. Una tassa nazionale d'accesso alla rete potrebbe anche aiutare a bilanciare le ingiustizie legate ai diversi costi regionali dell'inquinamento. Il fondo così creato potrebbe finanziare lo sviluppo d'infrastrutture, nonché i programmi di ricerca, sviluppo e dimostrazione di nuove tecnologie ed i progetti di produzione da fonti rinnovabili che presentano prezzi maggiori di quelli mercato.

***Nota dell'autore.** *La maggior parte dei commenti di questa sezione sono ispirati dalla Electric Library su Internet e in particolare ad articolo di B. Paulos e C., Dyson "Policy options for the support of renewable energy in a restructured electricity industry".*

9.2.1 Il “set aside”

Un “set aside” significa che una parte della nuova capacità di produzione debba provenire da fonti rinnovabili. Attualmente cinque Stati degli USA e il Regno Unito hanno forme di “set aside” per l’energia pulita, comunemente sotto forma d’imposizioni sulle società di distribuzione sottoposte alla regolamentazione. Un certo numero di proposte riconducibili al “set aside” sono state avanzate negli USA e in Gran Bretagna per sostenere la produzione da fonti rinnovabili anche in un mercato competitivo.

9.2.2 Lo “NFFO” (Non Fossil Fuel Obligation)

Il governo del Regno Unito incentiva le rinnovabili soprattutto attraverso l’Obbligo di Combustibile Non Fossile (conosciuto come NFFO) in Inghilterra e Galles, l’Obbligo di Rinnovabili in Scozia (SRO) e l’NFFO irlandese. Per mezzo dell’NFFO le compagnie regionali di elettricità sono obbligate ad acquistare specifiche quantità d’elettricità da fonti rinnovabili. I progetti proposti debbono generare una potenza aggiuntiva ed utilizzare fonti d’energia rinnovabili. L’NFFO è strutturato in modo da includere un certo numero di bande tipologiche per consentire alle diverse tecnologie rinnovabili di contribuire all’obbligo. Attualmente le tipologie sono: gas metano da discarica, idroelettrico, eolico, rifiuti urbani e industriali, coltivazioni d’energia, impianti combinati di produzione di calore ed energia, rifiuti agricoli e forestali.

I finanziamenti per NFFO e per SRO provengono dalla tassa sui combustibili fossili applicata alle vendite dell’elettricità. Questa tassa, seguendo la fluttuazione dell’Energia in Inghilterra dal luglio 1996, è stata ridotta del 3,7% per il periodo Novembre 1996 - 31 Marzo 1997 e del 2,2% dal 1° Aprile 1997. In Scozia la tassa sui combustibili fossili per coprire gli obblighi delle rinnovabili è salita dal 0,5% al 0,7% dal 1 Aprile 1997. Finanziati grazie a questa tassa sui combustibili fossili, i produttori d’elettricità rinnovabile ricevono la differenza fra il prezzo di contratto del NFFO e il prezzo del “pool” dell’elettricità.

A tutt’oggi ci sono stati quattro blocchi di contratti NFFO. Il primo sottoscritto in Settembre 1990 relativamente a 75 contratti e una capacità di 152 MW. Il secondo in Ottobre 1991 riguarda 122 contratti e 472 MW di capacità. Il terzo, in Dicembre 1994, 141 contratti e 672 MW di capacità. Il quarto in Febbraio 1997 comprende 195 contratti e 843 MW di capacità. Proposte per una quinta trincea di contratti saranno fatte verso la fine del 1998. L’ufficio scozzese conta di pubblicare a breve il bando per un terzo ordine SRO-3.

9.2.3 Il “Renewable Portfolio Standards (RPS)”

Negli USA il modo più popolare per far continuare gli investimenti nelle rinnovabili anche in un mercato competitivo è il RPS, Renewable Portfolio Standard, come proposto dall’associazione americana per l’energia eolica (AWEA) e adottato dalla PUC Californiana. Esso impone che le società distributrici comprino dai produttori una quantità stabilita d’elettricità generata da rinnovabili. Proposte aggiornate stabiliscono la percentuale al livello attuale di produzione d’energia rinnovabile, intorno al 21 per cento in California.

I requisiti dovrebbero essere negoziabili, cosicché quei fornitori di potenza che scegliessero di non investire in energie rinnovabili potrebbero comprare crediti da

coloro che lo fanno. Se un distributore avesse vendite di 1.000.000 kWh in un anno, gli si potrebbe richiedere di generare o di acquistare 210.000 kWh usando fonti rinnovabili per rispettare lo RPS. Se essi non rispettassero queste richieste, potrebbero acquistare crediti da una società di distribuzione locale californiana o da un altro distributore che avesse più del 21% delle sue vendite derivante da fonti rinnovabili. Le transazioni dei crediti d'energia pulita non risulterebbero in realtà in kWh consegnati al distributore che ha bisogno dei crediti, ma risulterebbero in scambi monetari per il diritto di usare i crediti.

In questa forma semplice il RPS promuoverebbe solo le rinnovabili a costi più bassi. C'è attualmente in pendenza in California un progetto di legge che richiederebbe ai produttori di acquistare una quantità minima d'elettricità derivante da generatori di biomassa. Infatti per supportare tecnologie meno competitive si dovrebbero dare riconoscimenti a diverse tecnologie come biomassa, eolico, solare ed energia derivante dai rifiuti, come nell'Obbligo da combustibili non fossili del Regno Unito.

9.2.4 Tasse sulle emissioni di sostanze inquinanti, tributi e crediti

Si tratta di politiche che possono promuovere l'uso dell'energia rinnovabile. Tale energia produce poca o nessuna emissione di diossido di zolfo (SO_2), di diossido di carbonio (CO_2), d'ossidi d'azoto ed altri gas inquinanti. Le politiche che aumentano i costi di tali emissioni, interiorizzando i costi sociali dell'inquinamento, rendono le fonti rinnovabili più competitive. In un regime industriale di distribuzione ristrutturato, le politiche che tassano l'inquinamento possono essere un approccio di mercato per promuovere le rinnovabili.

La politica di imporre tasse sulle emissioni è stata usata poco. Le tasse possono essere imposte in vari modi. Se sono disponibili stime ragionevoli dei costi sociali delle emissioni, come lo sono per l' SO_2 , allora questo è il metodo più equo. Tuttavia in molti casi, come per la CO_2 , non sono disponibili dati affidabili. In questi casi può essere possibile basare il calcolo delle tasse sui costi del controllo dell'inquinamento oppure stabilirle arbitrariamente. Lo scopo è di rendere neutrale l'entrata delle tasse così modificate spostando \$1.5 miliardi (nel caso della California) di tasse statali dai "beni" (come profitti e proprietà) ai "mali".

Le emissioni di crediti sono permessi che consentono ad un produttore di energia di rilasciare inquinanti atmosferici. Questi crediti possono essere commerciati con altri inquinatori, fornendo un incentivo alle società per ridurre gli inquinanti al di sotto dei livelli stabiliti.

Attualmente solo per le emissioni di SO_2 è disponibile un mercato nazionale di permessi commerciabili. Tuttavia l'EPA sta prendendo in considerazione la possibilità di concedere crediti commerciabili anche per le emissioni di NO_2 e di mercurio.

Un aspetto positivo dell'emissione di tasse e crediti è la loro efficacia nel distribuire i costi dell'inquinamento.

9.2.5 Il "green pricing"

Il "green pricing" è un servizio evoluto che le società elettriche offrono e che corrisponde alle preferenze dei clienti per l'energia che deriva da fonti rinnovabili,

come sole, vento o biomassa. Col nome di “green price” le compagnie offrono agli acquirenti un programma o servizio volontario per incentivare la produzione d’energia rinnovabile. Agli acquirenti viene richiesto di pagare una certa quota che serve a coprire i costi sostenuti dalle società e in eccesso rispetto a quelli per l’elettricità prodotta con combustibili tradizionali.

Alcune ricerche dimostrano che negli USA molti consumatori pagano volentieri un premio per l’energia verde. Una ricerca condotta nel 1995 da sette compagnie americane ha rivelato che il 45 per cento degli interrogati era favorevole a pagare fino al 4 per cento in più per l’energia verde; il 29 per cento fino al 9 per cento; il 18 per cento fino al 19 per cento e il 10 per cento fino al 29 per cento in più.

Solo ora si sta sviluppando la conoscenza e l’esperienza di programmi di “green pricing”. Questi programmi rientrano, generalmente, in una delle seguenti tre categorie:

- 1) un fondo a favore delle rinnovabili, che offre agli acquirenti la possibilità di contribuire a finanziare progetti futuri non meglio precisati;
- 2) progetti definiti, in cui gli acquirenti pagano un premio per l’energia prodotta secondo un preciso progetto relativo ad una fonte rinnovabile;
- 3) una lista di servizi di rete per l’energie rinnovabili, mediante i quali una società di distribuzione può mettere insieme l’energia di un certo numero di progetti di energia rinnovabile con quella di altre fonti di energia per potere vendere ai clienti assicurando la continuità del servizio di fornitura.

9.2.6 Tariffe imposte

La Germania e la Spagna hanno tariffe speciali per un certo numero di tecnologie. In Spagna le tariffe di “buyback” per le tecnologie rinnovabili variano tra 80% e il 90% del prezzo medio nazionale e sono pagate dalle compagnie di distribuzione. Il Ministro dell’Industria e dell’Energia fissa il premio da pagare per l’elettricità prodotta con le tecnologie incluse nell’elenco.

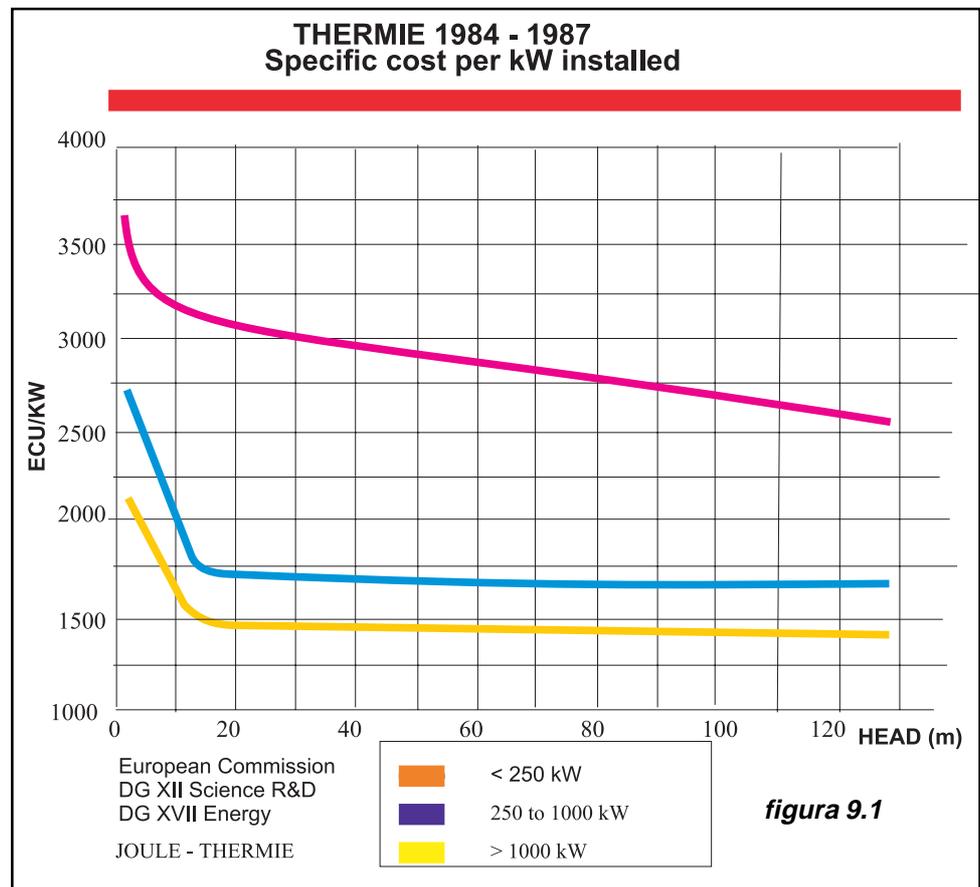
Simile è la situazione in Germania dopo le leggi del Dicembre 1996.

9.2.7 Miscellanea

Il vicepresidente dell’ESHA D.R. Miller ha fatto una proposta molto interessante: la tariffa modulata. Nel costo dell’elettricità rinnovabile l’influenza del costo del capitale è decisiva. Secondo i diversi studi – cfr. Capitolo 8 - i costi d’investimento per kWh aumentano col diminuire della dimensione dell’impianto. La fig. 9.1 mostra una delle molte curve che descrivono l’andamento del costo del capitale per kWh installato al variare della taglia dell’impianto. Di conseguenza, per essere vantaggioso il prezzo da pagare per l’energia prodotta dovrebbe essere più alto negli impianti piccoli che in quelli grandi.

Per evitare le difficoltà legate all’accertamento della dimensione dell’impianto, D. Miller propone di modulare la tariffa in funzione dell’elettricità consegnata alla rete.

I calcoli indicano che gli impianti ad alta caduta, con un 45% d’utilizzazione della potenza massima e che assicurino un 10% reale di tasso interno di rendimento in 10 anni, hanno bisogno di prezzi modulati come segue:



1°	milione di kWh a	10,57 ECU/100 dà	10,58 ECU/100 medi
2°	milione di kWh a	8,89 ECU/100 dà	9,74 ECU/100 medi
3°	milione di kWh a	6,27 ECU/100 dà	8,58 ECU/100 medi
4°	milione di kWh a	5,56 ECU/100 dà	7,83 ECU/100 medi
5°-6°	milione di kWh a	5,44 ECU/100 dà	7,03 ECU/100 medi
7°-10°	milione di kWh a	5,30 ECU/100 dà	6,34 ECU/100 medi

Ciò porterebbe uno svantaggio per i produttori con impianti da 5 a 10 MW, i quali percepirebbero un pezzo medio inferiore all'attuale. Per rimediare a questo fatto, D. Miller propone di pagare ad essi un prezzo fisso, pari, per esempio, al 90% del prezzo di vendita medio o "city gate plus the tax", che indicativamente vale 6,5 cents di ECU, i.

In alternativa i produttori potrebbero scegliere di servirsi di una tariffa modulata come segue:

1°	milione di kWh a	6,5 + 63%	= 10,58 ECU/100 dà	10,58 ECU/100 medi
2°	milione di kWh a	6,5 + 37%	= 8,89 ECU/100 dà	9,73 ECU/100 medi
3°	milione di kWh a	6,5 - 4,5%	= 6,20 ECU/100 dà	8,55 ECU/100 medi
4°	milione di kWh a	6,5 - 15%	= 5,52 ECU/100 dà	7,80 ECU/100 medi
5°-6°	milione di kWh a	6,5 - 16%	= 5,46 ECU/100 dà	7,02 ECU/100 medi
7°-10°	milione di kWh a	6,5 - 19%	= 5,26 ECU/100 dà	6,32 ECU/100 medi

9.3 Aspetti tecnici

In tutti i Paesi membri, il produttore indipendente che chiede di collegarsi alla rete deve ottemperare ad una serie di requisiti, per garantire che la qualità del servizio all'utente finale non sia compromesso dalla sua centrale. In quasi tutti i Paesi la linea elettrica tra la centrale e il punto di consegna è realizzata a carico del produttore, però diventa proprietà della società distributrice o di trasporto, ed il punto di scambio è fissato da quest'ultima.

In Belgio, la norma C.G.E.E. del 10-02-1987 precisa le condizioni tecniche per il collegamento alla rete di centrali di potenza installata non superiore a 1 MW.

In Francia, tanto le condizioni tecniche per il collegamento alla rete come il punto di consegna sono stabiliti dalla EDF.

Lo stesso avviene anche in Italia da parte dell'ENEL.

In Grecia le condizioni tecniche per il collegamento alla rete sono precisate nel decreto ministeriale 2769/1998.

In Portogallo le condizioni tecniche sono specificate nella pubblicazione del Ministero Industria ed Energia "Guía Técnico das intalações de Produção independente de energia eléctrica" pubblicata nel Dicembre 1989. Un generatore asincrono connesso alla rete di media o alta tensione non potrà avere una potenza superiore a 5.000 kVA.

In Spagna le condizioni tecniche sono stabilite nell'Ordine Ministeriale 5-9-1985. Le centrali collegate alle linee di media o alta tensione potranno avere una potenza massima apparente di 5.000 kVA se i generatori sono asincroni, o di 10.000 kVA se sono sincroni.

Nel Regno Unito le condizioni tecniche per collegare alla rete le piccole centrali sono stabilite nella Electric Council Regulation G59.

9.4 Aspetti relativi alle procedure amministrative

Nella maggior parte dei Paesi membri, le procedure amministrative da seguire per realizzare una piccola centrale idroelettrica sono lunghe e complesse. Queste procedure concernono la concessione del diritto d'uso dell'acqua, i permessi e le autorizzazioni per la costruzione e la messa in esercizio dell'impianto. La decentralizzazione della maggior parte delle competenze amministrative nazionali ha introdotto più organismi nel processo di autorizzazione, contribuendo a ritardarne l'iter.

La tabella 9.1 riporta la situazione nei paesi membri, segnalando qual è l'autorità competente per concedere l'autorizzazione all'uso dell'acqua e la durata di queste autorizzazioni.

Attualmente un produttore che decida di investire nella costruzione di un nuovo

Tabella 9.1

Paese	Autorità preposta al rilascio delle concessioni	Durata della concessione
Austria	< 200 kW Autorità regionali > 200 kW Governo centrale	Normalmente 30 anni Possibile più di 30 anni (60-90)
Belgio	< 1 MW la Provincia > 1 MW Provincia e il Ministero dell'Industria	Indeterminato Da 33 a 99 anni
Danimarca	Ministero dell'Energia	Indeterminato
Francia	< 4,5 MW la Prefettura > 4,5 MW il Governo centrale	In pratica fino a 40 anni
Germania	Länder	30 anni
Gran Bretagna	National River Authority (NRA) In Scozia non è richiesta per P < 1 MW	In Inghilterra e Galles: 15 anni In Scozia: perpetua
Grecia	Ministero dell'Energia	10 anni rinnovabili
Irlanda	Non è richiesta autorizzazione, ma solo il rispetto dei diritti dei riveraschi	Perpetua
Italia	< 3 MW le Regione > 3 MW il Ministero dell'Industria	30 anni, rinnovabili
Lussemburgo	Ministeri dell'Agricoltura, dei Lavori Pubblici, dell'Ambiente, del Lavoro e autorità locali	Indeterminata
Olanda	Autorità dell'Acqua Nazionale e Locale	Minimo 20 anni
Portogallo	DRARN (Autorità Regionale per l'Ambiente e le Risorse Naturali)	35 anni, rinnovabili
Spagna	Autorità di bacino, eccetto alcuni fiumi in Catalogna e Galizia	25 anni + 15 a discrezione
Svezia	Water Court (Tribunale dell'Acqua)	30 anni o perpetua

impianto dovrà essere preparato ad una gara ad ostacoli, la cui durata sorpasserà senza alcun dubbio i tre anni, per pervenire ad un parere forse negativo e che per giunta non avrà nessuna giustificazione, almeno sopra un documento scritto. Per questo, se in verità si vuole sviluppare la produzione d'energia elettrica da fonti rinnovabili, dovrà crearsi un regolamento comune a tutti i paesi membri, che dovrà essere fondato su una direttiva comunitaria.

La direttiva dovrà includere procedimenti flessibili d'autorizzazione o concessione del diritto di uso dell'acqua. Il periodo di concessione (o autorizzazione) dovrà avere una durata non minore di 40 anni. Non si potranno negare le autorizzazioni quando il progetto adempie a una serie di clausole fondamentali, specificate nella direttiva. I produttori d'altra parte dovranno progettare impianti che siano d'accordo con norme di qualità totale analoghe alle ISO 9002. Questa qualificazione dovrà riferirsi all'affidabilità dell'impianto, alla qualità dell'energia prodotta ed al rispetto dell'ambiente. La durata del periodo d'istruzione del procedimento non dovrà superare i 18 mesi.

Si promuoverà la creazione, in seno alla Commissione, di un “difensore europeo dell’energia” al quale potranno rivolgersi i cittadini dei differenti Stati membri, per informarlo degli ostacoli amministrativi che bloccano lo sviluppo dei progetti. Questo personaggio garantirà che questi ostacoli siano oggetto d’indagine, per evitare provvedimenti amministrativi autoritari e non documentati da parte delle amministrazioni nazionali.

9.5 Requisiti ambientali

Nel capitolo 7 sono stati identificati gli impatti che in ambito locale può provocare un impianto elettrico ed i mezzi che si possono e si debbono adottare per mitigarli.

Si è anche accennato dell’impatto globale indotto dalle differenti tecnologie impiegate per produrre elettricità. È stato dimostrato chiaramente che il piccolo idroelettrico, non producendo emissioni, non ha nessuna influenza sulle variazioni del clima – che tanto preoccupano il mondo d’oggi – né sulle piogge acide, le quali spesso distruggono quei paesaggi che le associazioni ambientaliste pretendono di proteggere negando le autorizzazioni ai piccoli impianti idroelettrici. Gli schemi ad acqua fluente, che costituiscono la maggior parte degli impianti, non modificano il regime del corso d’acqua, non “consumano” acqua, poiché utilizzano solo la sua energia potenziale, e non inquinano, a differenza delle centrali termiche e di quelle nucleari.

Nel capitolo 7 abbiamo anche dimostrato, con un esempio concreto, che in un ambiente assai sensibile come quello di un Parco Nazionale può essere realizzato un impianto idroelettrico senza comprometterlo in alcun modo.

La politica di “classificazione” dei corsi d’acqua, adottata in vari stati membri ed in particolare in Francia, deve essere sostituita da un quaderno delle esigenze ambientali da compilare a seconda delle zone. Se l’impianto offrirà una rendita sufficiente, l’investitore metterà in conto i mezzi corrispondenti; decisione più intelligente di quella negativa presa senza fondamento.

Di tutti i vincoli ambientali, nessuno risulta tanto critico e controverso, per la sua incidenza economica, come il Deflusso Minimo Vitale.

L’adozione di valori eccessivi del DMV comporta perdite di produzione elettrica importanti; al contrario, valori troppo bassi mettono in pericolo la sopravvivenza delle specie.

Secondo un investitore, il fatto di produrre energia elettrica senza danneggiare l’ambiente globale merita ogni genere d’incentivo e mal sopporta pesanti limitazioni alla produzione. D’altro canto per le associazioni ambientaliste un basso valore del DMV equivale ad un attacco ad un bene pubblico, qual è la fauna acquatica. Solo un dialogo tra le parti basato sulle metodologie scientifiche citate nel Capitolo 7 può aprire una via alla reciproca comprensione.

GLOSSARIO

Bacino di carico	v. “Camera di carico”
Bacino imbrifero	L’intera superficie che contribuisce alla formazione dei deflussi in un certo punto di un corso d’acqua
BFI (BaseFlow Index)	La porzione di deflusso superficiale determinata dalla portata di base
Camera di carico	Una camera od un bacino a pelo libero alla fine del canale di carico, del quale è più profondo e largo, dal quale si stacca la condotta forzata che porta in centrale
Carico (elettrico)	La potenza fornita da un certo impianto ad un sistema elettrico
Carico elettrico	Valore istantaneo della potenza elettrica richiesta da un sistema
Carico elettrico di punta	Carico elettrico nel momento di massima richiesta
Cavitazione	Fenomeno idraulico nel quale il liquido vaporizza a causa della bassa pressione e le bolle di vapore così formate collassano pressoché istantaneamente causando degli shock alle strutture di contenimento. In taluni casi la cavitazione può arrecare seri danni ai macchinari
Condensatore	Dispositivo dielettrico che può assorbire ed immagazzinare temporaneamente energia elettrica
Condotta forzata	Un tubo (di norma in acciaio, calcestruzzo, ghisa e talvolta in plastica) che convoglia in pressione l’acqua dalla camera di carico alla turbina
Corrente alternata (CA)	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.
Corrente continua (CC)	Corrente elettrica che fluisce in un solo verso (a differenza della corrente alternata)
Corrente veloce	Corrente che non è idraulicamente influenzata dalle condizioni di valle
Costante gravitazionale g	Accelerazione di gravità, pari circa a $9,81 \text{ m/s}^2$

Deflusso Minimo Vitale (DMV)	La portata minima che deve essere rilasciata nel corso d'acqua a valle dello sbarramento o dell'opera di presa per assicurare un deflusso a valle necessario per altri utilizzi (ambientale, approvvigionamento idrico, pesca)
Deflusso superficiale	Le precipitazioni che si trasformano in portata del corso d'acqua
Diffusore	Un condotto pieno d'acqua divergente che congiunge l'uscita dalla turbina con il canale di restituzione
Energia	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: $1 \text{ kWh} = 3,6 \cdot 10^3 \text{ joule}$
Evapotraspirazione	L'effetto congiunto dell'evaporazione e della traspirazione
Fattore di carico	Rapporto tra l'energia annua prodotta e la massima potenza moltiplicata per 8.760 ore
Fattore di potenza	Rapporto tra la potenza, misurata in kW e la potenza apparente, misurata in kVA
Fattore di utilizzazione	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
FDC (Flow Duration Curve)	Curva di durata delle portate: curva portate-percentuale di tempo durante la quale una certa portata viene uguagliata o superata
Franco	In un canale è l'altezza della sponda sopra la massima quota dell'acqua
Gabbioni	Grandi elementi, solitamente parallelepipedi, in rete metallica riempiti con pietre o piccoli massi
Geotessili	Tessuti in materiali sintetici (p. es. polipropilene, nylon), in rotoli o stuoie, che vengono stesi sotto roccia, pietre o altro materiale di rivestimento per costituire un piano di fondazione permeabile
Griglia	Una struttura realizzata in uno o più elementi costituiti da barre parallele ugualmente spaziate tra loro

HDPE	Polietilene ad alta densità
Hertz (Hz)	Cicli al secondo; unità utilizzata per la generazione in corrente alternata
Impianto ad acqua fluente	Impianto dove le portate utilizzate sono pari o inferiori a quelle disponibili istantaneamente nel corso d'acqua.
Impianto di concentrazione	Impianto che produce prevalentemente nei periodi di massima richiesta da parte di una rete elettrica
Indisponibilità	Periodo di tempo in cui il gruppo generatore, la linea elettrica o qualche altro componente dell'impianto sono fuori servizio
Infiltrazione	Il processo mediante il quale le precipitazioni penetrano nel terreno per formare i deflussi sotterranei e l'umidità trattenuta nel terreno
Isotachie	Linee di uguale velocità nella sezione trasversale di un corso d'acqua.
Linea piezometrica	Andamento della pressione lungo un tubo od un condotto in cui l'acqua occupa l'intera sezione
Livello idrometrico	Altezza d'acqua in un fiume
Media pesata delle precipitazioni	Precipitazioni medie su un intero bacino imbrifero che tiene conto delle variazioni fra zone aride e zone piovose del bacino.
Numero di Reynolds	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.
Panconcelli	Uno o più ordini di assi in legno sostenute da aste verticali fissate sulla cresta degli scaricatori di superficie.
Parallelo	Termine usato per indicare che un gruppo generatore è in esercizio connesso con la rete e quindi alla stessa frequenza di quest'ultima.
PE	Polietilene
Percolazione	Movimento dell'acqua attraverso il terreno fino a raggiungere la falda freatica (superficie di saturazione del suolo)

Pesci anadromi	Pesci (p. es. salmoni) che dal mare risalgono i fiumi in determinate stagioni per la deposizione delle uova.
Pesci catadromi	Pesci che normalmente vivono in acqua dolce e discendono al mare in determinate stagioni per la deposizione delle uova.
Portata di base	Quella porzione di portata di un corso d'acqua fornito dal lento deflusso sotterraneo che alimenta il fiume attraverso le sponde ed il letto
Portata media giornaliera	La quantità media giornaliera di acqua che transita attraverso una stazione di misura
Potenza	La capacità di produrre lavoro. È misurata in J/s o watt (1 MW = 10^6 J/s). La potenza elettrica è misurata in kW.
Potenza installata	La massima potenza totale dei gruppi generatori di un impianto idroelettrico
Potenza resa	Potenza erogata da un sistema, da un impianto o da una sua parte
Regolatore	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.)
Restituzione	Canale di scarico che congiunge l'uscita dalla turbina con il corso d'acqua recettore
Salto lordo	Differenza di livello tra il pelo acqua alla presa ed alla restituzione di un impianto idroelettrico
Salto netto	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
Scala dei pesci	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
Scala delle portate	Correlazione tra livelli idrometrici e portate

Scogliera	Massi o blocchi di calcestruzzo o altro materiale di rivestimento collocato in guisa di protezione dall'erosione
Traversa	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.
Valvola a farfalla	Valvola di regolazione con otturatore a lente o a disco, inserita in tubo circolare, che può aperta o chiusa da un leveraggio esterno. Spesso è manovrata oleodinamicamente
Valvola a saracinesca	Valvola di regolazione con otturatore piano verticale che può essere manovrata sia meccanicamente che oleodinamicamente. Possiede ingombri maggiori di un'analogia valvola a farfalla
Velocità di fuga	Velocità della girante quando, nell'ambito delle condizioni di progetto, è disconnessa da tutti i carichi esterni
Velocità di sincronismo	Velocità di rotazione di un generatore tale per cui la frequenza della corrente alternata è esattamente pari a quella della rete da alimentare

