

INDICE

INTRODUZIONE	I
1 INQUADRAMENTO DEL TERRITORIO	1
1.1 Caratterizzazione del bacino idrografico	1
1.2 Analisi fisiografica e geomorfologia	2
1.3 Inquadramento geologico generale	4
1.4 Caratteristiche climatiche.....	5
2 INQUADRAMENTO DELLE INFRASTRUTTURE	6
2.1 I sistemi acquedottistici	7
2.2 Le sorgenti captate ad uso potabile.....	8
2.3 Descrizione generale delle infrastrutture esistenti	9
2.4 Situazione generale degli acquedotti	10
2.5 La diga sul torrente Sessera e la derivazione sul torrente Strona	13
2.6 Dati reperiti e loro attendibilità.....	15
2.7 Le sorgenti captate ad uso potabile.....	17
2.8 Gestione attuale e prospettive future	18
2.9 Valutazione delle dotazioni idriche.....	19
3 VUNLNERABILITA' DEI SISTEMI DI APPROVVIGIONAMENTO IDRICO	21
3.1 La teoria dell'affidabilità applicata ai sistemi idrici	21
3.1.1 Fallanza e affidabilità dei sistemi.....	22
3.1.2 La manutenibilità.....	26
3.1.3 Disponibilità dei sistemi	28
3.2 Affidabilità dei sistemi complessi.....	32
3.2.1 Sistemi in serie.....	33
3.2.2 Sistemi in parallelo	33
3.3 Caratteristiche dei sistemi idrici	34
3.4 Vulnerabilità delle utenze dei sistemi idrici secondo la proposta Claps-Sileo..	36
3.4.1 La severità e la frequenza di fallanza.....	37
3.4.2 I parametri caratteristici delle utenze	38
3.4.3 Definizione dei livelli di servizio	41
4 APPLICAZIONE DEL CRITERIO DI VALUTAZIONE ESPLORATIVA DI AFFIDABILITA' (CLAPS-SILEO)	43
4.1 Determinazione dei parametri caratteristici	46
4.2 CASO A: Dotazioni idriche effettive (1996)	46
4.3 CASO B: Dotazione idrica di 250 l/ab/d.....	50

4.4	CASO C: Dotazione idrica riferita ai soli utenti serviti da acquedotto comunale	53
4.5	Commento dei risultati.....	56
5	VULNERABILITA' IDROLOGICA DELLE FONTI IDROPOTABILI	58
5.1	Presentazione dei dati	58
5.2	Analisi dei dati.....	59
5.2.1	Elaborazione dei dati relativi alla centrale idroelettrica "Piancone"	59
5.2.2	Legame tra i livelli d'invaso e i volumi contenuti nel bacino	60
5.2.3	Bilancio dei volumi dell'invaso del Sessera	62
5.3	Analisi di frequenza di eventi siccitosi	63
5.3.1	Distribuzione di probabilità dei minimi	65
5.3.2	Commento dei risultati	73
5.4	Valutazione della vulnerabilità idrologica delle fonti	74
5.4.1	Stime di grandezze di progetto con il metodo del valore indice	74
5.4.2	Stime dei valori minimi caratteristici	76
5.4.3	Indici di vulnerabilità idrologica	81
6	VULNERABILITA' COMPLESSIVA E PROPOSTE MIGLIORATIVE	83
6.1	Indici di vulnerabilità complessiva	83
6.2	Nuovo schema d'adduzione	85
6.3	Valutazione della domanda e della disponibilità idrica	87
6.4	Dimensionamento della condotta d'adduzione	89
6.5	Applicazione del criterio di valutazione esplorativa di affidabilità al nuovo schema	91
6.6	Confronto tra indici di vulnerabilità	99
	CONCLUSIONI	101

APPENDICI

1A Popolazione residente e fluttuante

2A Dati reperiti sulle sorgenti

3A Schemi degli acquedotti comunali

Grafici e tabelle di sintesi:

1 Dotazioni idriche comunali

2 Vulnerabilità dei sistemi acquedottistici

3 Elaborazione dei dati relativi all'invaso del Sessera

4 Analisi statistica dei deflussi minimi

5 Vulnerabilità idrologica delle fonti idropotabili

6 Dimensionamento della condotta d'adduzione in ipotesi

FASCICOLO ALLEGATO

Schede acquedotti comunali

TAVOLE

- TAV. 1 Corografia generale del territorio
 - TAV. 2 Carta delle captazioni ed elenco documentale
 - TAV. 3 Corografia generale dei sistemi d'adduzione
 - TAV. 4 Rappresentazione schematica dei sistemi utilizzata nella valutazione di affidabilità
 - TAV. 5 Tracciato planimetrico della condotta d'adduzione in progetto
 - TAV. 6 Profili schematici e linee piezometriche
-

INTRODUZIONE

In montagna i sistemi di approvvigionamento idropotabile presentano generalmente fonti di approvvigionamento con caratteristiche qualitative molto elevate e con caratteristiche di relativa abbondanza di acqua. Per questo motivo, gli acquedotti montani risultano piuttosto semplici dal punto di vista strutturale e funzionale, anche in considerazione della esiguità di molte utenze, peraltro spesso distribuite su ampie porzioni di territorio.

Nel medio-lungo periodo, tuttavia, queste caratteristiche possono risultare inadeguate rispetto alle oscillazioni sempre più ampie dei cicli climatici intra-annuali, i quali tendono a modificare precipitazioni e deflussi in maniera tale da causare situazioni siccitose di rilievo. La crisi idrica dell'inverno 2001-2002 in Piemonte ha rappresentato un chiaro esempio di questa accresciuta vulnerabilità ed ha contribuito ad evidenziare la necessità di una seria revisione dei criteri di valutazione dell'affidabilità dei sistemi idropotabili montani.

Il punto di partenza di tali analisi di affidabilità è necessariamente rappresentato dal DPCM 4 Marzo 1996, che fornisce criteri per l'individuazione delle aree a rischio di deficienza idrica e per la valutazione quantitativa delle condizioni di criticità per il servizio idrico.

Tali criteri si basano sulla valutazione di:

- i) caratteristiche topologiche del sistema idrico,
- ii) valutazione dei fabbisogni delle diverse utenze servite, sia dal punto di vista qualitativo che quantitativo;
- iii) determinazione della distribuzione di probabilità delle portate disponibili alle fonti di approvvigionamento;
- iv) esame delle modalità di gestione e di manutenzione delle diverse componenti del sistema. Lo schema previsto dal citato decreto prevede quindi una sequenza di indagini conoscitive sulle caratteristiche delle utenze, delle fonti e dei criteri gestionali.

Il presente progetto tende a riconsiderare il problema della valutazione di affidabilità di un sistema idrico, inizialmente da un punto di vista della metodologia, tutt'altro che consolidata per schemi di adduzione, successivamente dal punto di vista delle specificità riscontrate nel caso di studio. La zona in studio corrisponde al comprensorio dell'alta Valle Sessera, particolarmente colpito dalla crisi idrica verificatasi in Piemonte nell'inverno 2001-2002. Con riferimento alla zona in esame, le fasi ricognitive sono state sostenute dal Consorzio Irrigazione Ovest-Sesia Baraggia, dalla Direzione Pianificazione delle Risorse Idriche della Regione Piemonte, dalla

Provincia di Biella e dalla Comunità Montana Alta Valle Sessera. Con l'aiuto degli Enti citati si sono definite le caratteristiche dei sistemi e delle utenze, considerando anche gli aspetti legati allo sviluppo in senso demografico della zona per una corretta valutazione delle idroesigenze.

Per la valutazione del rischio di deficienza idrica si sono seguite due fasi, integrate in un semplice strumento modellistico sulla scorta di quanto proposto da Claps et al. (2000). Nella prima fase si è proposta una classificazione di primo livello della vulnerabilità delle utenze, applicando concetti della teoria classica dell'affidabilità strutturale ai sistemi idrici. Nella seconda fase si è proceduto ad una analisi statistica degli apporti idrici naturali al fine di valutare quantitativamente, tramite opportuni modelli probabilistici, il rischio idrologico relativo alle fonti.

L'ultima fase prevista dalla procedura suggerita nel DPCM si riferisce alle caratteristiche della gestione dei sistemi. Questa fase è stata considerata con riguardo alla possibilità di determinare razionalizzazioni nei criteri di distribuzione dell'acqua, proponendo la revisione di alcune parti del sistema in modo da aumentare la robustezza. Il nuovo schema così individuato, riconsiderato dal punto di vista della vulnerabilità con gli strumenti appena descritti, ha mostrato come l'affidabilità possa essere consistentemente aumentata a seguito di interventi costruttivi mirati e non particolarmente onerosi.

1 INQUADRAMENTO DEL TERRITORIO

Il Bacino idrografico del torrente Sessera è situato in provincia di Biella, a Nord-Ovest del capoluogo di provincia ed è individuato dalle seguenti coordinate geografiche approssimate: 45° 42' latitudine Nord, 8° 10' longitudine Est.

Il comprensorio in studio è costituito dal territorio dei seguenti comuni:

Ailloche, Caprile, Coggiola, Crevacuore, Guardabosone, Pray, Postua, Portula, Trivero, Sostegno (Figura 1).

I comuni appartengono alla Comunità Montana Valle Sessera, ad eccezione del comune di Trivero che, nonostante sia situato nel bacino idrografico di studio, fa parte della comunità Montana Valle di Mosso. Il territorio del comune di Sostegno non appartiene al bacino idrografico del torrente Sessera ma, poiché è alimentato da fonti di approvvigionamento idropotabile situate nel territorio del bacino, è considerato in questa trattazione.

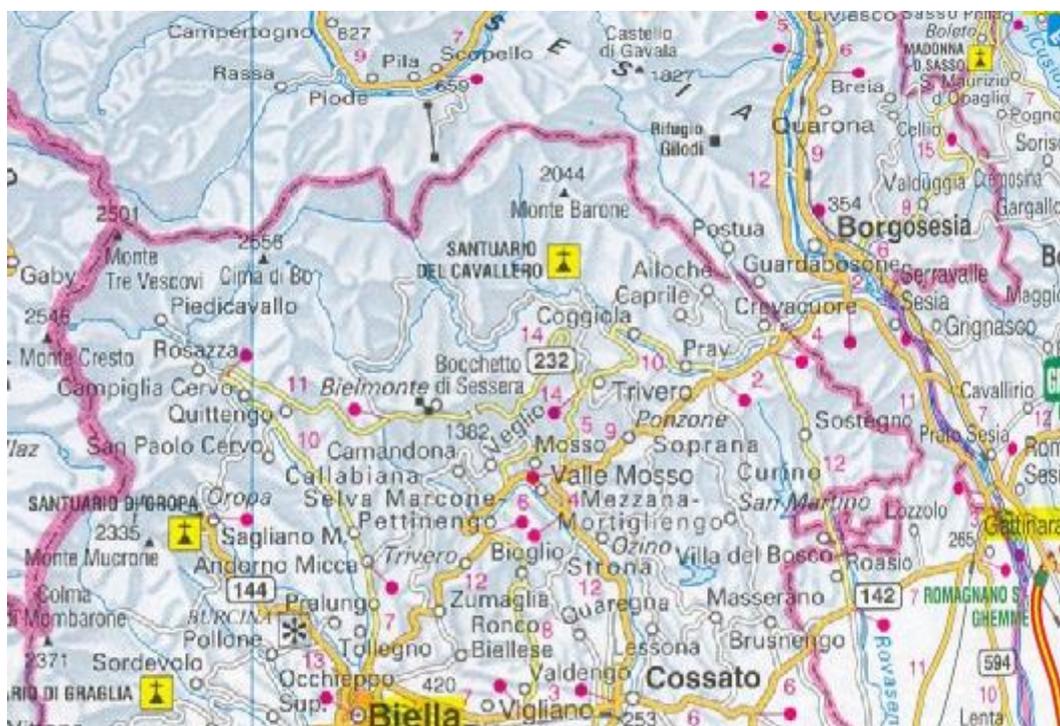


Figura 1 Inquadramento territoriale

1.1 Caratterizzazione del bacino idrografico

Sulla Carta Tecnica Regionale CTR a scala 1:10.000, con riferimento al foglio n° 93, si riporta il limite idrografico del torrente Sessera e la corografia generale del territorio con i limiti del bacino e la rete idrografica principale (Tavola 1). La sezione di chiusura del bacino è posta in corrispondenza della confluenza del torrente Sessera con il fiume Sesia nei pressi di Bornate, frazione del comune di Borgosesia (VC), a quota 320 m

s.l.m. Il bacino in esame può essere suddiviso in due sottobacini con caratteristiche molto diverse tra loro: l'Alta Valle Sessera e la Bassa Valle Sessera.

In particolare il bacino dell'Alta Valle Sessera è definito dal tratto di torrente Sessera che va dalle sue origini alla confluenza con il Rio Confienzo, a quota 590 m s.l.m, mentre il bacino della Bassa Valle Sessera è definito dal tratto di torrente dalla confluenza con il Rio Confienzo fino alla sezione di chiusura posta alla confluenza con il fiume Sesia. Si descrivono ora le caratteristiche fisiografiche e geomorfologiche principali e l'inquadramento geologico generale del bacino principale.

1.2 Analisi fisiografica e geomorfologia

Il bacino idrografico del torrente Sessera occupa una superficie totale di 192 km², suddivisa nei due sottobacini dell'Alta e Bassa Val Sessera: il primo ha una superficie di 81 km² mentre il secondo ha una superficie di 111 km². L'Alta Valle Sessera è caratterizzata dai rilievi montuosi appartenenti alla catena delle Alpi Biellesi. Tra le numerose vette le più importanti sono la Cima di Bo a quota 2.555 m s.l.m., la Punta del Talamone a quota 2.494 m s.l.m. e la Punta del Cravile a quota 2.392 m s.l.m. Una caratteristica da sottolineare di questo gruppo montuoso è l'assenza di aree glaciali: infatti, i ghiacciai più vicini appartengono al massiccio del Monte Rosa.

L'andamento altimetrico del bacino è rappresentato dalla curva ipsografica che fornisce la distribuzione delle superfici nelle diverse fasce altimetriche. Ogni punto della suddetta curva ha come ordinata un valore di quota h_i e come ascissa la superficie parziale del bacino A_i posta al di sopra della quota considerata.

Dall'andamento della curva ipsografica si ricava l'altitudine media del bacino pari a 1.038 m s.l.m. (Figura 2)

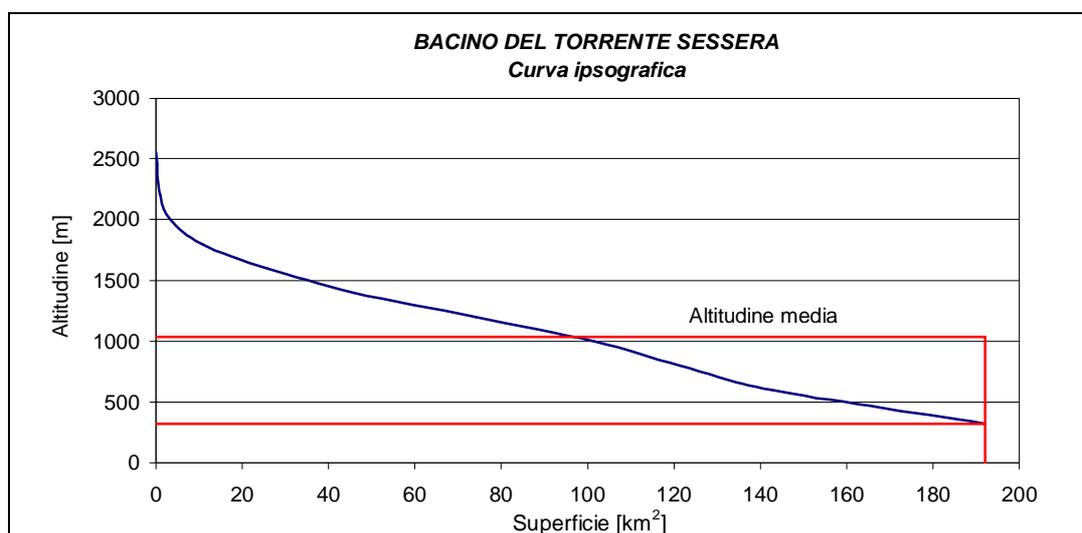


Figura 2 Curva ipsografica.

Il torrente Sessera nasce all'alpe Laghetto, a quota 1956 m s.l.m., situata alle pendici della Cima di Bo (2.556 m s.l.m.) e riceve, nell'Alta Valle Sessera, sulla sponda sinistra il torrente Dolca (900 m s.l.m.), anch'esso con le sorgenti alla pendici della Cima di Bo, ed il Rio Confienzo (600 m s.l.m.). Nella bassa Val Sessera riceve sulla sponda destra le acque del torrente Ponzone (400 m s.l.m.) e sulla sponda sinistra quelle del torrente Strona (365 m s.l.m.).

Il torrente Sessera scorre per il primo tratto in una valle di derivazione glaciale molto incisa, con pendenze dei versanti d'impluvio molto elevate; nel secondo tratto, da località Masseranga (frazione del comune di Coggiola) in poi, la morfologia è invece più dolce ed il sistema idrografico ha un assetto meno giovanile. Il versante idrografico destro del torrente Sessera ha notevole acclività a monte dell'abitato di Masseranga, mentre le pendenze sono più moderate, anche se sempre elevate, verso valle. In direzione quasi perpendicolare al corso del torrente, il territorio è inciso da rii e torrenti tributari del Sessera, da cui deriva una successione quasi ritmica di valli e rilievi.

La lunghezza dell'asta principale del bacino del Sessera è di circa 36 km: per 21 km scorre in territorio montano disabitato con pendenza media del 4,5%; a valle del comune di Coggiola scorre invece per 15 km in un territorio molto abitato, soprattutto lungo le sue sponde, con pendenza media del 1,4%. Per l'asta principale si è costruito il profilo longitudinale da cui si è ricavato il valore della pendenza media pari a 2,5%. (Figura 3)

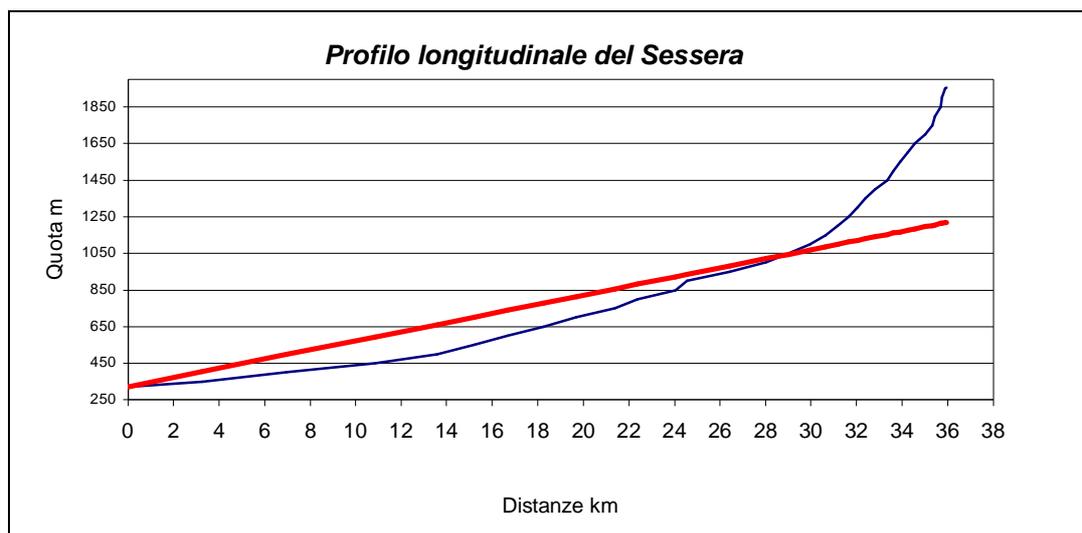


Figura 3 Profilo longitudinale dell'asta principale del torrente Sessera.

La geomorfologia di questo territorio rileva formazioni solide quali gneiss minuti, micascisti, scisti filladici, scisti porfirioidi e quarzitoscisti, alternati a graniti, dioriti,

sieniti, gabbrodioriti e porfiriti. Le rocce basiche, gabbri soprattutto, compatte e resistenti, creano alle alte quote un paesaggio caratteristico per il suo aspetto rupestre, impervio e selvaggio, all'interno del quale i corsi d'acqua scorrono tra valli irregolari e frastagliate, spesso al fondo di gole incassate e strette. Questa situazione è tipica oltre che del Sessera anche della parte di territorio più in quota del torrente Strona.

Differisce in buona parte da queste caratteristiche la bassa Val Sessera, nella quale altri agenti morfogenetici, come erosione e depositi alluvionali dei corsi d'acqua, hanno modellato la valle dando origine ad un paesaggio a forme relativamente morbide e meno accidentate, creando un ambiente più adatto agli insediamenti umani.

I comuni di Coggiola, Pray e Crevacuore sorgono lungo il corso del torrente sulla piana principale di origine alluvionale, addossata lateralmente ai rilievi di diversa costituzione litologica che degradano fino ad immergersi nelle alluvioni attuali. I restanti comuni si trovano invece nelle zone pedemontane morfologicamente più favorevoli.

1.3 Inquadramento geologico generale

La Valle Sessera si colloca in un'area geologicamente complessa per la presenza dell'importante faglia (linea di separazione e di movimento fra blocchi rocciosi) detta "Linea del Canadese", che la attraversa diagonalmente e che rappresenta il punto di contatto tra due placche continentali. Questa ben nota faglia è parte della grande linea tettonica, detta Insubrica, che attraversando longitudinalmente tutta la catena alpina dal Piemonte all'Austria, rappresenta la più importante dislocazione delle Alpi. Nel Biellese si sviluppa con andamento sud-ovest o nord-est, mettendo a contatto due complessi rocciosi che rappresentano ambienti geologici diversi: la zona Sesia-Lanzo, a nord-ovest e le Alpi meridionali a sud-est.

La zona detta "Alpi meridionali" è costituita da complessi rocciosi molto antichi di tipo magmatico intrusivo a composizione basica mentre a Nord-Ovest predominano le rocce scistose. All'interno di questi sistemi rocciosi si sono inseriti più tardi corpi magmatici che hanno dato origine alle rocce sienitiche del plutone della Valle del Cervo e a quelle vulcaniche che affiorano lungo la faglia. Più recentemente la storia geologica della valle è stata segnata dalla presenza dei ghiacciai, che ne hanno occupato la parte più alta, e dai corsi d'acqua, il Sessera e i suoi affluenti, che hanno inciso profondamente il tratto inferiore.

Inoltre la zona delle alpi meridionali è attraversata da una seconda faglia, chiamata "Linea della Cremisina", che si sviluppa tra Andorno e il colle della Cremosina. Anche questa frattura segna un netto cambio di morfologia fra la zona collinare del Biellese,

la bassa Valsesia e la zona di media montagna compresa tra le due faglie, caratterizzata da rilievi con altitudine massima di 2000 m (Monte Barone di Coggiola).

1.4 Caratteristiche climatiche

Il regime pluviometrico è caratterizzato da precipitazioni molto elevate, con una distribuzione prettamente equinoziale: massimi molto marcati in primavera ed in autunno e minimi in inverno ed in estate.

Dall'esame delle osservazioni della stazione pluviometrica di Coggiola, unica stazione presente sul territorio del bacino, risulta che il totale medio annuo di precipitazioni è di 1.750 mm e, nell'anno medio del periodo di osservazione dal 1923 al 1986, il picco di piovosità si registra in maggio con 225 mm mentre il minimo in gennaio con 52 mm. (Figura 4)

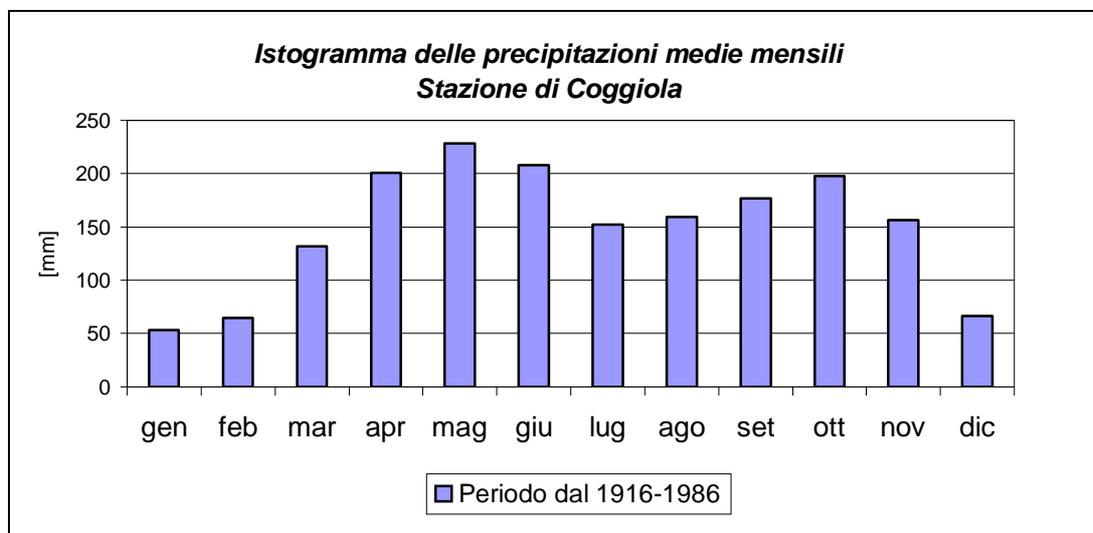


Figura 4 Istogramma delle precipitazioni mensili.

2 INQUADRAMENTO DELLE INFRASTRUTTURE

Il bacino in studio occupa, come detto, una superficie di 192 km² ed è caratterizzato da un'altimetria che varia dalla quota massima di 2.500 m s.l.m., corrispondente alla Cima di Bo, alla quota minima di 320 m s.l.m. corrispondente alla sezione di chiusura posta in corrispondenza della confluenza del torrente Sessera con il fiume Sesia nei pressi di Bornate, frazione del comune di Borgosesia (VC).

Carte relative alla vegetazione mettono in evidenza una fascia pedemontana e montana inferiore fino a quota 1.000 m s.l.m. ed una fascia montana superiore dalla quota di 1.000 m s.l.m. fino alla quota di 1.600 m s.l.m.. Nella prima si trovano boschi misti di castagno, con querce, betulle e, in minor misura, frassini e tigli. Verso i 1.000 metri compare la fascia boschiva del faggio, che sostituisce il bosco di latifoglie dominato dal castagno, a cui si associano l'acero montano, il frassino, la betulla ed in minor misura le conifere.

In bassa Val Sessera sono concentrati tuttigli insediamenti abitativi, con una densità demografica media di 162 ab/km². L'Alta Val Sessera è, dal punto di vista amministrativo, suddivisa in enclaves montane appartenenti a ben 17 comuni ed appare come un'area chiusa, relativamente isolata e selvaggia e priva di insediamenti stabili. La popolazione residente è stata ricavata dalle tabelle dell'ISTAT per gli ultimi 10 anni: in particolare, la popolazione totale residente rilevata dal censimento del 2001 è pari a 17.256 abitanti. Dai dati sulla popolazione si osserva la tendenza ad una diminuzione dei residenti che anticipa l'andamento demografico negativo dell'intera nazione. Questo effetto è mitigato però dallo sviluppo notevole che ha avuto il turismo negli ultimi anni, soprattutto grazie alle seconde abitazioni, non essendo diffuse strutture alberghiere o di accoglienza per i turisti.

L'afflusso turistico è stato stimato attraverso il numero di case di vacanza (n° abitazioni non occupate) ricavato dai dati ISTAT relativi all'anno 1999 su base comunale. Per il calcolo della popolazione fluttuante si è ipotizzato che ogni casa di vacanza possa avere una occupazione media pari a 2,5 persone, e che queste ultime soggiornino mediamente per 100 giorni all'anno.

In riferimento all'anno 2001 la popolazione totale convenzionale così ricavata è stata di 18.871 abitanti con un contributo della popolazione fluttuante di 1.615 abitanti (incremento della popolazione di circa 10 %), ipotizzando che il numero di case di vacanza relativo all'anno 2001 non sia variato di molto rispetto al dato presente sulle tabelle ISTAT relativo all'anno 1999. Nella figura 5 è riportato il numero di abitanti residenti e fluttuanti per ogni comune.

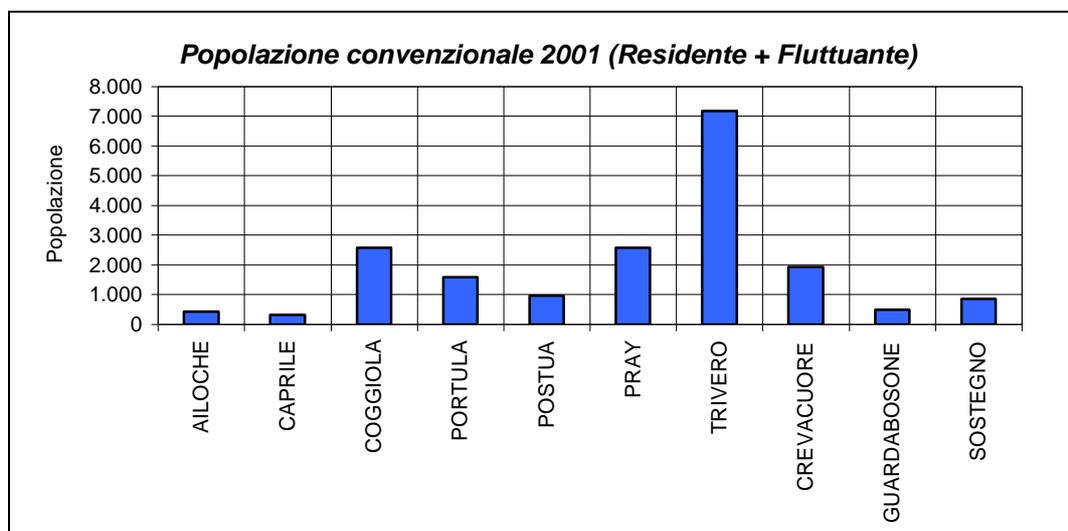


Figura 5 Popolazione convenzionale 2001.

Dal grafico riportato si nota che la maggior parte dei comuni ha una popolazione inferiore a 2.000 abitanti, mentre il solo comune di Trivero ha una popolazione di 7.167 abitanti.

2.1 I sistemi acquedottistici

In generale i sistemi acquedottistici in ambienti montani si presentano molto frammentati, isolati tra loro e senza opere di connessione reciproca. In montagna gli invasi artificiali sono utilizzati esclusivamente per la produzione di energia elettrica e difficilmente si trovano opere che creino capacità idriche supplementari per limitare il rischio di carenze idriche: i sistemi risultano pertanto molto semplici dal punto di vista strutturale e funzionale. Questa situazione è tipica del comprensorio in studio, caratterizzato anche da diverse tipologie di acquedotto e diverse forme di gestione.

Le caratteristiche dei sistemi acquedottistici della zona sono state ricavate dal Catasto delle Infrastrutture del Servizio Idrico redatto dalla Regione Piemonte. Da questo database si è ricavato che sul territorio sono stati censiti 39 acquedotti suddivisi tra queste tipologie: il 26% comunale, il 64% privato rurale e il 10% consortile e comunale consorziato. Questi dati sono stati confrontati con la popolazione servita dalla tipologia di acquedotto considerata e si è ricavato che la popolazione totale servita dal servizio di acquedotto relativa al 1997, anno della ricognizione delle infrastrutture, è pari a 19.091 abitanti, suddivisa tra queste tipologie di acquedotto: il 60% è servita da acquedotti comunali, il 24% da acquedotti privati e il 16% da acquedotti consortili e comunali consorziati.

Pertanto sotto l'aspetto gestionale prevale nettamente la tipologia comunale ma la presenza di un maggior numero di acquedotti privati mette in evidenza la

contemporanea presenza di soggetti diversi che gestiscono le infrastrutture a servizio di singoli agglomerati all'interno dello stesso territorio comunale. Gli acquedotti privati sono in genere di modesta entità e caratterizzano i comuni di Trivero, Portula, Postua e Ailoche. Gli abitanti dei comuni di Crevacuore, Sostegno, Guardabosone, rappresentano la parte di popolazione servita dall'acquedotto consortile e comunale consorziato, gestito dal consorzio della Fontana Ronda (Figura 6).

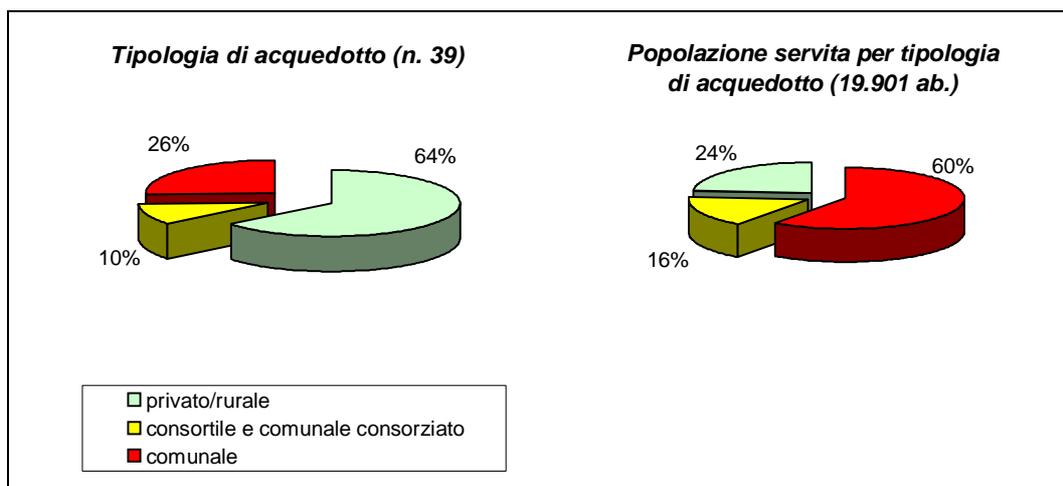


Figura 6 Infrastrutture acquedottistiche della Valle Sessera.

Se si confronta il dato della popolazione servita dal servizio di acquedotto di 19.091 abitanti con il dato della popolazione residente nell'anno 1996 di 17.993 abitanti si osserva che una parte di popolazione è servita da più tipologie di acquedotto. Questa realtà è tipica del comune di Trivero dove circa il 20% della popolazione è allacciata sia all'acquedotto comunale sia all'acquedotto privato, a differenza invece di tutti gli altri comuni dove il numero di residenti supera la popolazione allacciata al servizio di acquedotto, rivelando che circa il 4% della popolazione residente totale si auto-approvvigiona tramite, in genere, pozzi privati. Lo scenario complessivo che ne emerge è caratterizzato da un'elevata frammentazione degli acquedotti.

2.2 Le sorgenti captate ad uso potabile

In zone montane la fornitura idrica all'utenza avviene in genere tramite un maggior contributo da parte delle acque di sorgenti rispetto al contributo dato da acque derivate da prese superficiali o acque prelevate da pozzi (tipica di aree di pianura). In generale le fonti di approvvigionamento idrico per uso potabile in ambienti montani presentano caratteristiche qualitative molto elevate. Le acque di sorgente sono in genere protette e quindi più sicure dal punto di vista microbiologico, ed inoltre

subiscono una naturale depurazione attraverso gli strati del terreno e possono trovare occasionale momento di contaminazione solo nei pressi della scaturigine.

Le sorgenti situate in zone montane e pedemontane sono tuttavia caratterizzate dal maggior grado di vulnerabilità idrologica, poiché sono in genere di tipo superficiale e quindi soggette alle condizioni climatiche stagionali che influiscono sulla quantità di acqua disponibile. In particolare, essendo il regime pluviometrico della zona di tipo alpino, le sorgenti sono molto vulnerabili nei periodi invernali ed estivi. Questa situazione è aggravata ulteriormente dalla riduzione dell'effetto moderatore di nevai e ghiacciai, poiché i cambiamenti climatici hanno evidenziato la tendenza ad un progressivo aumento delle temperature con inevitabile diminuzione delle riserve di neve e ghiaccio.

Le sorgenti più importanti sono rappresentate dal Gruppo della Fontana Ronda che alimenta l'acquedotto consortile di Crevacuore, Sostegno, Gurdabosone. Altre sorgenti considerevoli sono il gruppo di Scalveuci ed il gruppo formato delle sorgenti Tassere e Pian delle Rape.

2.3 Descrizione generale delle infrastrutture esistenti

La conoscenza dei sistemi di approvvigionamento e adduzione delle risorse idriche superficiali e sotterranee assume particolare importanza per valutare la conformità delle infrastrutture esistenti rispetto alla domanda degli utenti. A tale scopo nelle tavole n° 3 e n° 4 allegate è stata riportata la rete acquedottistica d'adduzione della Valle Sessera con i relativi punti di presa e serbatoi di testata delle utenze servite, ricavati dal database delle Infrastrutture del servizio idrico della Regione Piemonte. Le rappresentazioni grafiche sono corredate da una serie di schede articolate a livello comunale (Fascicolo allegato), in cui sono riportati i dati relativi alle diverse tipologie di acquedotti, alle fonti di alimentazione, ai serbatoi di accumulo e alle reti d'adduzione.

Nel comprensorio del bacino idrografico del torrente Sessera sono stati censiti 39 acquedotti caratterizzati da un totale di 95 fonti di alimentazione ad uso strettamente idropotabile, di cui 92 sono sorgenti mentre 3 sono prese d'acqua superficiali.

La lunghezza complessiva delle condotte d'adduzione è di circa 32 km con un incidenza maggiore di tubazioni in acciaio e polietilene rispetto ad altri materiali quali ghisa, acciaio e cemento-amianto. Nel territorio sono presenti 58 serbatoi con una capacità di accumulo totale pari a 6.296 m³.

Nei prossimi paragrafi sono descritti i sistemi acquedottistici con le loro caratteristiche principali e altre infrastrutture idrauliche di grande importanza presenti sul territorio e utili ai fini di questo studio.

2.4 Situazione generale degli acquedotti

Il comune di Trivero è servito da un acquedotto comunale alimentato da due prese superficiali situate sul Rio Croso delle Lacere a quota 650 m s.l.m. e sul Canale della Costa a quota 800 m s.l.m., entrambi affluenti di destra del torrente Sessera. Sul Rio Croso delle Lacere sono disposte una serie di briglie che creano delle vasche di calma, dall'ultima delle quali è derivata la portata di circa 50 l/s. In questa vasca si raccolgono anche le acque derivate dal Canale della Costa tramite una tubazione di circa 2 km di lunghezza.

La portata totale derivata è raccolta in un serbatoio a quota 650 m s.l.m., vicino alla derivazione sul Croso delle Lacere, da cui, tramite un impianto di pompaggio, è sollevata fino ad un bottino di raccolta a quota 950 m s.l.m.. La stazione di sollevamento è composta da due pompe, che lavorano alternativamente, da 75 kW con portata di 15 l/s e prevalenza 300 m. In genere l'impianto è in funzione per 12 ore al giorno ma in periodi di siccità rimane in funzione anche per 24 ore, infatti, in base al livello d'acqua nei serbatoi di distribuzione alle utenze, il fontaniere decide se accendere o spegnere l'impianto.

Al bottino di raccolta si aggiungono anche le acque derivate da un gruppo di 5 sorgenti, di cui una è stata sommersa da una frana, situate all'Alpe Scalveuci a quota 1.000 m s.l.m. circa. Tramite una galleria in roccia, scavata negli anni '50 lunga circa 2 km, le acque vengono convogliate nel serbatoio in località Craviolo avente una capacità d'accumulo di 400 m³ e quota di sfioro a 934 m s.l.m. All'interno della galleria vengono inoltre captate le acque di 16 sorgenti di modesta entità, che, in condizioni di siccità, sono praticamente asciutte.

Da questo serbatoio parte una condotta, di lunghezza totale di 3,6 km circa, che alimenta 5 serbatoi, con una capacità totale di accumulo di 2.300 m³, disposti a cascata da cui partono le distribuzioni agli utenti del comune. L'ultimo serbatoio è a quota 550 m s.l.m. e quando il livello d'acqua si trova alla quota di sfioro, vengono spente le pompe della stazione di sollevamento. I serbatoi sono necessari per ridurre la pressione troppo alta dovuta al dislivello tra il primo serbatoio e l'ultima utenza, rappresentata dalla frazione di Ponzone a quota 480 m s.l.m.. Inoltre le portate sfiorate dal troppo pieno di ogni serbatoio sono recuperate e convogliate verso il serbatoio più a valle.

Oltre all'acquedotto comunale esistono anche 15 acquedotti privati rurali che servono le singole frazioni comunali. Si tratta di sistemi molto semplici che si aggiungono al servizio comunale. Infatti molti utenti sono serviti sia dall'acquedotto comunale sia da quello frazionale, ma, in caso di siccità, i sistemi acquedottistici privati sono i primi ad andare in crisi e gli utenti devono così ricorrere all'acquedotto

comunale che, inevitabilmente, si trova così a dover rispondere ad una domanda maggiore in periodo di carenza idrica. Un'altra situazione anomala è dovuta al fatto che gli stessi serbatoi degli acquedotti privati sono alimentati anche dall'acquedotto comunale oltre che dalle proprie fonti, in quanto queste ultime non sono sufficienti a soddisfare la richiesta idrica.

Il comune di **Portula** è caratterizzato dalla presenza sul territorio di 6 acquedotti privati rurali che servono tutta la popolazione. Esiste anche un acquedotto comunale ma serve un numero molto limitato di utenti. Gli acquedotti privati sono alimentati da 26 sorgenti con portate molto variabili, la maggior parte sono situate nei pressi frazione Castagnea nel sottobacino del Rio Carnasco. I serbatoi di accumulo sono 8 e hanno un capacità totale di 375 m³.

Il comune di **Coggiola** è suddiviso in due zone: la prima a monte rappresentata dalle frazioni di Viera, Biolla e Fervazzo, la seconda a valle lungo il torrente Sessera dove è concentrata circa l'80% della popolazione residente. La parte più consistente della popolazione è servita da un acquedotto comunale, alimentato da una presa superficiale con portata derivata pari a circa 480 l/min situata sul torrente Ardaccia, a quota 672 m s.l.m., affluente di sinistra del torrente Sessera. Dalla derivazione inizia la condotta d'adduzione di circa 5 km che convoglia l'acqua derivata in 2 serbatoi di capacità totale 720 m³, da cui parte la distribuzione sia agli utenti del centro del comune sia agli utenti della frazione di Granero, che tuttavia appartiene al comune di Portula. La parte di popolazione che risiede nella zona di monte è servita da 2 acquedotti comunali alimentati da 12 sorgenti situate ad una quota media di 900 m s.l.m.

Il comune di **Pray** è servito completamente da un acquedotto comunale alimentato da 2 gruppi di sorgenti, di cui il gruppo formato dalle sorgenti Tassere e la sorgente Pian delle Rape è il più importante, con una portata media di 450 l/min situato in località Solivo a una quota media di 820 m s.l.m. Attraverso una condotta di lunghezza 2,4 km l'acqua derivata dal primo gruppo di sorgenti è convogliata nel serbatoio in località Colle del Tortolino a quota 549 m s.l.m. con capacità di accumulo pari a 100 m³. Questo serbatoio alimenta la rete di distribuzione della frazione Piaceri Alto e precede due serbatoi, di 100 m³ ciascuno, da cui parte la rete di distribuzione della zona più popolata del comune.

Il secondo gruppo di sorgenti è formato da 14 captazioni che servono circa il 20% della popolazione residente nelle frazioni più isolate del comune.

Il comune di **Caprile** è il più semplice dal punto di vista acquedottistico, infatti è presente un unico acquedotto comunale alimentato da una sola sorgente.

Il comune di **Ailoche** è servito per il 60% da un acquedotto comunale mentre il restante 40% è servito da un acquedotto rurale privato. Entrambi gli acquedotti sono alimentati dalla sorgente Venarolo, situata a quota 640 m s.l.m. Infatti le acque captate sono raccolte da un piccolo serbatoio di 9 m³ e la portata sfiorata da quest'ultimo è utilizzata dall'acquedotto comunale. A questa captazione si aggiunge anche un gruppo di quattro sorgenti a gestione comunale che si trovano nei pressi dell'Alpe Noveis a quota 1.000 m s.l.m. La portata derivata da queste sorgenti, per mezzo di una condotta di 2,3 km circa, arriva ad un serbatoio di 96 m³, a quota 470 m s.l.m., che alimenta la rete di distribuzione della frazione Giunchio. Nel caso in cui le sorgenti di Noveis siano insufficienti esiste una condotta che permette di trasportare parte della portata proveniente dal serbatoio relativo alla sorgente Venarolo al serbatoio di frazione Giunchio.

Il comune di **Postua** è servito da due acquedotti rurali privati che soddisfano il 70% della popolazione mentre il restante 30% è servito da un acquedotto comunale. I sistemi sono alimentati da tre sorgenti e sono presenti altrettanti serbatoi di accumulo di capacità totale pari a 98 m³.

I comuni di **Guardabosone**, **Creavacuore** e **Sostegno** sono serviti dall'unico acquedotto a carattere consortile presente sul territorio in studio. Il consorzio della Fontana Ronda è alimentato da un gruppo di quattro sorgenti, tra cui la sorgente Fontana Ronda, le sorgenti Mirabello e la sorgente Raimè, con una portata complessiva media derivata di 500 l/min, misurata al serbatoio di accumulo del comune di Guardabosone. La portata disponibile, secondo il contratto stabilito dal consorzio, è suddivisa secondo le seguenti quote: 20% Guardabosone, 20% Sostegno e 60% Crevacuore. Il comune di Crevacuore sfrutta anche il gruppo di sorgenti San Defendente, situato a quota 430 m s.l.m. e alcuni pozzi di proprietà della ditta cartiera "Ermolli" che concede parte della portata prelevata al comune. Le acque derivate dalle sorgenti San Defendente sono trattate in un piccolo impianto di depurazione a causa della loro scarsa qualità. La condotta adduttrice principale ha una lunghezza di 8,9 km e convoglia parte delle acque nel primo serbatoio relativo al comune di Gurdabosone a quota 495 m s.l.m. e capacità 90 m³, in seguito nel serbatoio del comune di Crevacuore a quota 435 m s.l.m. e capacità 380 m³ e infine nel serbatoio del comune di Sostegno anch'esso a quota 435 m s.l.m. ma di capacità 90 m³.

Da questa descrizione emerge un quadro complessivo del sistema acquedottistico del comprensorio molto frammentato dovuto principalmente all'accidentata orografia locale tipica di zone montane e pedemontane, alla presenza di tanti insediamenti di varie dimensioni sparsi sul territorio e alla relativa disponibilità idrica che ha favorito lo sviluppo degli agglomerati in certe zone rispetto ad altre.

In generale la maggior parte dei piccoli acquedotti non è in buone condizioni di manutenzione, e generalmente è delegata a personale non qualificato tecnicamente. Inoltre mancano le strumentazioni di controllo, presenti solo nei contatori delle utenze necessari per il pagamento del servizio, ma a valle delle opere di presa raramente esiste un misuratore di portata che sia in grado di quantificare i volumi immessi in rete in modo da poterli raffrontare con i consumi per stabilire le eventuali perdite che, allo stato attuale, possono essere anche consistenti. Per quanto riguarda le perdite, da una stima del bilancio della risorsa disponibile effettuato dalla Regione Piemonte in merito all'ATO 2, risulta che l'acqua perduta, in quanto non utilizzata perché non fornita all'utente, a causa di perdite da condotte, per sfiori da serbatoi, per disservizi, per rilasci da fontane pubbliche non contabilizzate ed erogazioni non registrate da contatori (sistema tariffario a forfait e presenza di contatori inefficienti) ammonta mediamente al 35 % dei volumi prelevati.

2.5 La diga sul torrente Sessera e la derivazione sul torrente Strona

Oltre ai sistemi descritti è necessario illustrare altre due infrastrutture molto importanti per il territorio rappresentate dall'invaso delle Mischie sul torrente Sessera e alla derivazione sul torrente Strona.

L'invaso delle Mischie si trova in Alta Val Sessera in località Regione delle Mischie a quota 900 m s.l.m., in corrispondenza della confluenza tra i torrenti Dolca e Sessera. Il bacino idrografico sotteso dalla diga occupa una superficie di circa 51 km² con un'altitudine media di 1.489 m s.l.m.

La diga è utilizzata esclusivamente a scopo idroelettrico. Tramite una galleria lunga circa 3 km con portata massima di 4 m³/s si convoglia il volume derivato dall'invaso nella condotta forzata di diametro 600 mm che mette in moto le turbine delle centrali idroelettriche Piancone 1 e 2, caratterizzate rispettivamente da una potenza di 3,6 MW e 500 KW. La prima centrale si trova a quota 600 m s.l.m. in corrispondenza della confluenza del Rio Confienzo con il torrente Sessera, mentre la seconda si trova più a valle ed è attualmente poco utilizzata.

La diga è costruita in cemento armato del tipo a cupola (volta a doppio curvatura) ed è caratterizzata da un'altezza di 44 m, quota di coronamento a 927 m s.l.m. e sviluppo del coronamento di circa 69 m. La struttura è costituita da 7 settori con lunghezza massima all'estradosso di 11 m separati da giunti di costruzione iniettati ad opera ultimata. Il paramento di monte, nella sezione maestra di chiave, è praticamente coincidente con un tratto di spirale logaritmica tangente, nel punto inferiore, alla verticale. Il paramento di valle, uguale a quello dell'estradosso, è traslato orizzontalmente di 3,6 m e verticalmente di 3 m. Lo spessore delle sezioni

orizzontali (archi) è variabile tra 2,03 m in sommità (quota 924 m s.l.m.) e 4,18 m in prossimità della base della sezione maestra della struttura (quota 888 m s.l.m.). L'apertura angolare degli archi aumenta progressivamente dalla base fino a quota 904 m s.l.m., per poi diminuire gradatamente al di sopra di tale quota fino al ciglio sfiorante.

Il serbatoio è caratterizzato da una quota di massimo invaso di 926 m s.l.m., quota di massima regolazione di 924 m s.l.m. e quota di minima regolazione di 904 m s.l.m. Il volume totale di invaso è pari a $1,65 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ mentre il volume utile di regolazione è pari a $1,4 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

L'opera è dotata di scarico superficie a soglia libera situato in centro al corpo diga, con ciglio sfiorante a quota 924,20 m s.l.m., composto da dieci luci di lunghezza di 5 m ciascuna e sviluppo complessivo di 50 m. A questo si aggiunge uno scarico di superficie supplementare costituito da due luci supplementari in sponda destra, larghe 5 m ciascuna, munite di paratoie piane sormontate da ventole automatiche, con soglia fissa a quota 921 m s.l.m. e ciglio superiore delle ventole automatiche a quota 924 m s.l.m.. Inoltre sono presenti uno scarico di alleggerimento, derivato dalla galleria di presa situata in sponda sinistra sul ramo del serbatoio relativo al torrente Dolca, con quota asse imbocco a 901,20 m s.l.m., scarico di fondo costituito da un condotto di diametro 800 mm attraversante la diga nel punto più depresso della sezione d'imposta, con asse dell'imbocco a quota 884 m s.l.m., presidiato da paratoia piana (saracinesca) a comando oleodinamico.

La portata esitata, con livello nel serbatoio alla quota di massimo invaso 926 m s.l.m., è pari a $275 \text{ m}^3/\text{s}$ dallo sfioratore a soglia libera, $235 \text{ m}^3/\text{s}$ dalle luce laterali, $18 \text{ m}^3/\text{s}$ e $8,6 \text{ m}^3/\text{s}$ rispettivamente dallo scarico di alleggerimento e dallo scarico di fondo.

La presa superficiale situata in località Postua sul torrente Strona, a quota 570 m s.l.m., è gestita dal Consorzio Idrico del Biellese e Vercellese. Il Consorzio si propone di provvedere al potenziamento, ristrutturazione e gestione degli impianti di approvvigionamento, adduzione e distribuzione dell'acqua affidati in concessione al Consorzio di Bonifica Ovest Sesia Baraggia. A partire dal 1994 il Consorzio può anche attuare la gestione delle reti interne di distribuzione dell'acqua ad uso civile, nonché di fognatura e di depurazione. Fanno parte del Consorzio 38 comuni, 13 dei quali sono gestiti anche per le reti interne di distribuzione dell'acqua. Obiettivo importante del Consorzio riguarda il superamento delle fonti tradizionali di approvvigionamento, che saranno sostituite dagli invasi dell'Ostola, dell'Ingagna e della Ravasanella presenti sul territorio.

La presa superficiale di Postua alimenta l'acquedotto consortile che serve 13 comuni situati al di fuori del comprensorio di studio, ma è necessario da sottolineare che anche i comuni di Crevacuore e Sostegno prelevano una parte di volume per soddisfare le proprie domande idriche. La condotta d'adduzione ha un diametro di 250 mm e convoglia parte della portata al serbatoio situato nel comune di Masserano nei pressi della Madonna degli Angeli a quota 450 m s.l.m., con lo scopo di integrare le portate, utilizzate a scopo potabile, derivate dall'invaso dell'Ostola per servire alcuni comuni, tra cui il comune di Cossato.

La portata media derivata è di circa 60 l/s ed è integrata da due gruppi di sorgenti: il gruppo delle sorgenti situate all'Alpe delle Balme, a quota 950 m s.l.m., con una portata media di 12 l/s e la sorgente situata all'Alpe Mazzocco, a quota 600 m s.l.m., con portata media di 5 l/s.

Il sistema di derivazione è stato poi potenziato prevedendo di derivare fino a 250 l/s tramite una tubazione di 700 mm che alimenta l'invaso della Ravasanella e che tramite un nuovo tratto di condotta recentemente posata, permette di convogliare parte della portata derivata all'invaso dell'Ostola.

Lo scopo è quello di sfruttare l'invaso della Ravasanella a scopo potabile, mentre fino ad ora è stato utilizzato solo per scopi irrigui, e di aumentare le risorse destinate ad uso potabile accumulabili da parte dell'invaso dell'Ostola, già preposto di impianto di trattamento delle acque. Allo stesso scopo sarebbe possibile sfruttare l'invaso delle Mischie che tra l'altro gode di una quota ben superiore agli due invasi. Nel capitolo 5 verrà proposta una soluzione per valorizzare l'invaso sul Sessera.

2.6 Dati reperiti e loro attendibilità

I dati relativi alle infrastrutture esistenti sono stati reperiti dal Catasto delle Infrastrutture dei Servizi Idrici effettuato dalla Direzione Pianificazione delle Risorse Idriche della Regione Piemonte.

In questa banca dati sono raccolte le informazioni riguardanti la ricognizione puntuale delle infrastrutture di acquedotto, fognatura e depurazione esistenti, operata nel corso degli anni 1997- 1998 da parte dell'Osservatorio Regionale dei Servizi Idrici. In particolare sono stati utilizzati per questo studio le informazioni sugli impianti di acquedotto (dati tecnici sulle condotte di trasporto, sui serbatoi, sulle stazioni di pompaggio e i volumi d'acqua erogata) e sugli impianti di captazione (dati sul censimento delle fonti di approvvigionamento relativi a portata, ubicazione, gestione).

L'esigenza di valutare in modo più dettagliato la situazione delle fonti di alimentazione nella zona di studio ha portato a ricercare ulteriori informazioni riguardanti le sorgenti e le derivazioni superficiali a uso potabile.

L'ufficio Risorse Idriche della Provincia di Biella ha messo a disposizione i risultati del "Progetto Sorgenti Biellesi", un'indagine sul campo, svolta nel corso del 2000, che approfondisce la conoscenza delle sorgenti captate ad uso potabile. Si è ricavato così un quadro più dettagliato e preciso riguardo la posizione delle sorgenti e le rispettive portate, con la possibilità di confrontare questi dati con quelli presenti nel Catasto delle infrastrutture dei servizi idrici.

Tuttavia questa indagine mette a disposizione un solo dato di misura di tutte le sorgenti, che non è assolutamente sufficiente per caratterizzare il regime delle portate derivate, e pertanto si è reso necessario contattare le amministrazioni comunali e gli enti gestori più importanti, con l'obiettivo di intervistare i fontanieri che si occupano della manutenzione delle sorgenti in modo da ottenere delle ulteriori informazioni.

Da questi colloqui è emersa una mancanza di metodologia nel monitorare le risorse presenti sul proprio territorio comunale. Le informazioni sui sistemi acquedottistici sono molto scarse, in quanto i singoli comuni non posseggono ad esempio alcuna mappa catastale con i tracciati degli acquedotti ma si affidano ai ricordi di anziani fontanieri e le misure delle sorgenti, quando sono effettuate, non sono riportate in alcun documento. Gli unici strumenti di misura sono i contatori delle utenze per rilevare i consumi e pagare la relativa tariffa del servizio, e alcuni contatori situati presso i serbatoi di accumulo che non vengono mai monitorati.

Questa situazione è ancora più complessa se si considera la presenza di tanti acquedotti rurali privati gestiti da personale senza conoscenze tecniche. Difficile è reperire informazioni su questi sistemi. Per quanto riguarda ad esempio i consumi non è possibile reperire alcun dato poiché molto spesso vige la tariffa a quota fissa indipendente dal consumo effettuato dall'utente e pertanto non si utilizzano nemmeno i contatori.

In pratica sono stati raccolti i dati riguardanti le portate delle sorgenti in condizioni medie e in periodi di siccità secondo le indicazioni fornite dai fontanieri o direttamente dai sindaci nei comuni più piccoli. Per quanto riguarda gli acquedotti rurali privati è stato possibile recuperare presso le amministrazioni comunali di Trivero e Portula alcuni documenti relativi ad indagini svolte in passato sulle caratteristiche delle sorgenti ad uso privato presenti sul proprio territorio comunale.

Il comune di Trivero ha messo a disposizione il "Piano di Utilizzazione delle Risorse Idriche - Indagine sugli acquedotti privati" redatto nel 1985 e anche i risultati del "Censimento delle sorgenti private ad uso potabile" svolto recentemente nel 1999. Dal confronto tra questi documenti si nota che negli anni '80 gli acquedotti privati erano circa 30 mentre negli ultimi anni ne sono rimasti soltanto 12, a dimostrare il

fatto che questi sistemi sono sempre più inefficienti e destinati a scomparire, anche alla luce delle nuove normative.

Il comune di Portula ha messo a disposizione "L'Inventario delle Risorse Idriche" svolto dallo studio IRI nel 1989. In questo modo è stato possibile ricavare delle indicazioni sulle portate medie e minime della maggior parte delle sorgenti private presenti nel comprensorio di studio.

Inoltre presso l'ufficio dei tributi dei comuni si sono ottenute le letture dei contatori delle utenze degli ultimi 10 anni, utilizzate per calcolare le tariffe del servizio d'acquedotto.

La scarsità di dati e conoscenze dei sistemi idrici mette in evidenza la mancanza di una metodologia in campo acquedottistico, per questo motivo i dati riportati devono essere intesi come ordine di grandezza, come stima e non come risultato esatto e rigoroso.

Al contrario, dati molto affidabili si possono ottenere dall'invaso delle Mischie e dalla derivazione sul torrente Strona. Infatti sono registrate quotidianamente dai gestori le altezze d'invaso e le portate derivate.

Utilizzando soprattutto i dati sull'invaso è possibile sviluppare un'elaborazione statistica che permetta di stimare il rischio di carenza idrica, come meglio sarà spiegato più avanti.

2.7 Le sorgenti captate ad uso potabile

Tramite i valori delle portate medie di tutte le 92 sorgenti captate nel bacino del Sessera, ottenute dai colloqui con i fontanieri o dai documenti delle amministrazioni comunali, è possibile stimare che mediamente il volume d'acqua derivato per usi strettamente potabili è circa 1,9 Mm³/anno, mentre il volume derivato, sempre per usi potabili, dalle 3 prese superficiali è circa 0,7 Mm³/anno.

La stima del bilancio totale della risorsa disponibile è pertanto di 2,6 Mm³/anno a fronte di una domanda stimata di 1,7 Mm³/anno (ipotizzando una dotazione idrica di 250 l/ab/d). Questi dati dimostrano che il 35% della risorsa disponibile non viene utilizzata dalle utenze.

A questi valori bisogna aggiungere i volumi derivati dalla presa superficiale sul torrente Strona pari a circa 1,4 Mm³/anno e il contributo, stimato dal responsabile dell'impianto di derivazione, di 0,5 Mm³/anno dato dalle sorgenti delle Balme. I volumi medi derivati sono complessivamente circa 1,9 Mm³/anno e sono utilizzati per alimentare i sistemi acquedottistici dei comuni gestiti dal Consorzio Idrico del Biellese e Vercellese.

Le sorgenti più importanti sono rappresentate dal Gruppo della Fontana Ronda che alimenta l'acquedotto consortile di Crevacuore, Sostegno, Gurdabosone. La portata media di queste sorgenti è circa 500 l/min, ottenuta dai dati di misura forniti dalla ditta "Termica Idraulica Galizzi G.", che rileva la lettura del contatore situato sul primo serbatoio a valle delle sorgenti.

Altre sorgenti considerevoli sono il gruppo delle sorgenti Scalveuci e il gruppo formato delle sorgenti Tassere e Pian delle Rape. Il primo è situato nel comune di Trivero e ha una portata media e minima stimata dal fontaniere di rispettivamente di 400 l/min e 200 l/min, mentre il secondo è situato nel comune di Pray e ha una portata media e minima stimata rispettivamente di 450 l/min e 300 l/min.

Tutte le altre sorgenti sono caratterizzate da portate molto più basse e la maggior parte hanno una portata media inferiore a 40 l/min. In condizioni di siccità le sorgenti molto piccole sono naturalmente le più vulnerabili, infatti si è constatato che alcune di esse sono praticamente asciutte in periodi di crisi.

I risultati dell'indagine svolta sul territorio sono stati riportati nelle Appendici in cui sono elencati i valori delle portate medie e minime di tutte le fonti idropotabili. Inoltre nella tavola n° 2 sono state individuate sulla carta tecnica regionale CTR (scala 1:10.000) l'ubicazione delle fonti, contrassegnate da un codice che rimanda all'elenco documentale allegato.

2.8 Gestione attuale e prospettive future

Sotto l'aspetto gestionale la situazione organizzativa attuale del servizio di acquedotto, come è stato messo in evidenza, è caratterizzata dalla presenza di un elevato numero di gestori che, per lo più si occupano di un singolo servizio. Nello stesso comune molto spesso sono presenti più soggetti che gestiscono singoli impianti del ciclo idrico.

Per quanto riguarda le sorgenti captate ad uso potabile le gestioni sono molto disomogenee tra loro soprattutto riguardo ai criteri con cui vengono monitorate le sorgenti. Innanzitutto si vuole sottolineare come molti gestori non si siano mai proposti di fare misure sistematiche delle sorgenti, e per questo motivo si ritiene importante che nell'ambito della legge Galli 36/94 il soggetto gestore unico preveda, come prima iniziativa, una metodologia sulla misurazione e la raccolta dei dati relativi alle sorgenti, in modo da poter in futuro disporre di una serie di dati omogenea che permetta di fare valutazioni di previsione e prevenzione di rischio di crisi idrica.

Tuttavia un numero così elevato di captazioni rende molto difficile da parte del gestore del servizio idrico monitorare con efficacia la qualità e le quantità d'acqua derivata.

Alcune sorgenti necessitano di notevoli opere di manutenzione e ristrutturazione affinché siano rispettate le disposizioni fissate dal D.Lgs. dell'11 maggio 199, n. 152. Ad esempio, per mantenere e migliorare le caratteristiche qualitative delle acque superficiali e sotterranee destinate al consumo umano e per la tutela dello stato delle risorse, il decreto 152/99 stabilisce di introdurre le aree di salvaguardia distinte in zone di tutela assoluta e in zone di rispetto. Il raggio della zona di rispetto è di 200 m rispetto al punto di captazione, in questa zona sono vietate attività che possono influire sulla qualità dell'acqua. La zona di tutela assoluta ha un'estensione non inferiore ai 10 m, eventualmente ampliata in relazione alla situazione locale di vulnerabilità e rischio della risorsa: deve essere recintata, provvista di drenaggio proprio ed essere adibita esclusivamente alle opere di presa ed eventuali costruzioni di servizio.

Non è inoltre da sottovalutare lo sforzo economico da sostenere per adeguare un gran numero di sorgenti, alcune delle quali molto effimere.

La soluzione consiste nel superare questa eccessiva frammentazione proponendo nuove soluzioni di approvvigionamento idrico che permettano di abbandonare le sorgenti più vulnerabili attualmente utilizzate.

2.9 Valutazione delle dotazioni idriche

In questo paragrafo si intende calcolare le dotazioni idriche dei comuni del comprensorio, utilizzando i volumi fatturati dalle utenze in riferimento alla popolazione residente e fluttuante.

I dati relativi ai volumi d'acqua fatturati destinati all'uso idropotabile sono stati desunti dal Catasto delle Infrastrutture del Servizio Idrico della Regione Piemonte. Sono stati inoltre considerati anche i volumi d'acqua fatturati dalle utenze ricavati dai gestori comunali per un periodo di circa 10 anni.

In pratica, per una maggiore affidabilità dei dati, sono stati utilizzati i volumi ricavati direttamente dalle amministrazioni comunali nell'anno 1996, mentre si sono ritenute attendibili le indicazioni presenti nel database, non avendo a disposizione altro materiale, per quanto riguarda i volumi fatturati dagli acquedotti privati, poiché l'indagine svolta sul campo è stata condotta solo in merito alle gestioni comunali.

Da sottolineare che, per i comuni di Caprile e Sostegno non è stato possibile recuperare dall'amministrazione comunale i rispettivi volumi fatturati pertanto sono stati utilizzati i volumi presenti nel database della Regione Piemonte.

Per coerenza la popolazione residente è riferita all'anno 1996, corrispondente all'anno in cui è stata svolta la ricognizione delle opere di infrastrutture del servizio

idrico, inoltre si è considerata sia la popolazione residente che la popolazione fluttuante.

Nel 1996 i volumi fatturati totali sono stati circa 1,1 Mm³/anno e di conseguenza la dotazione idrica riferita agli abitanti residenti è stata pari a 180 l/ab/d, mentre la dotazione idrica riferita alla popolazione totale, cioè comprensiva della popolazione fluttuante, è stata pari a 165 l/ab/d.

I risultati ottenuti a livello comunale sono riportati in modo completo nella figura 7, dove sono indicate anche le dotazioni idriche riferite alla popolazione servita dal solo acquedotto comunale. Quest'ultima è stata stimata attraverso una semplice relazione riportata di seguito, poiché i dati della popolazione servita presenti nel Catasto delle Infrastrutture non erano abbastanza attendibili:

$$N^{\circ}_{ab(Comunale)} = N^{\circ}_{ab(Totali)} \cdot \frac{Q_{comunale}}{Q_{totale}}$$

La figura 7 mette in evidenza che i comuni di Caprile e Crevacuore sono caratterizzati dai valori più alti della dotazione idrica. Per quanto riguarda Caprile effettivamente si è riscontrata una buona disponibilità idrica, mentre per Crevacuore il dato si ritiene poco attendibile. L'impatto delle utenze turistiche riduce maggiormente la dotazione nei comuni di Postua, Gurdabosone, Ailoche e Caprile. Inoltre si nota come gli acquedotti privati incidano molto nei comuni di Portula e Postua.

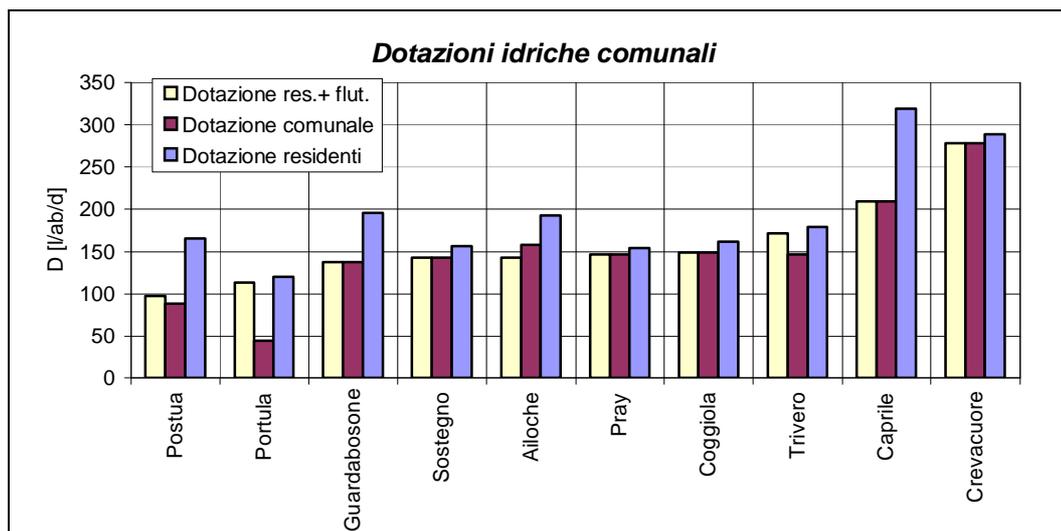


Figura 7 Dotazioni idriche comunali.

3 VUNLNERABILITA' DEI SISTEMI DI APPROVVIGIONAMENTO IDRICO

3.1 La teoria dell'affidabilità applicata ai sistemi idrici

Si intende ora applicare una metodologia che permetta di definire i livelli di servizio attribuibili a ciascuna utenza per schemi acquedottistici di adduzione.

La metodologia è rappresentata da un criterio di valutazione di affidabilità proposto da Claps et al. (2000) che permette il confronto dei livelli di servizio forniti ai diversi utenti e la possibilità di caratterizzare scenari di potenziamento futuri, soprattutto in quei casi in cui la disomogeneità o la mancata disponibilità di dati strutturali rendono non possibile o poco efficace l'applicazione di metodologie specifiche per il calcolo dell'affidabilità dello schema.

I concetti principali che si andranno ad illustrare derivano dalla teoria classica dell'affidabilità, pertanto è opportuno ricordare gli aspetti fondamentali di questa teoria e, di conseguenza, capire come è possibile applicarla ai sistemi idrici.

La teoria dell'affidabilità è stata sviluppata inizialmente per lo studio di strutture meccaniche ed elettroniche molto complesse e successivamente è stata applicata anche ai sistemi elettrici di produzione, trasporto e distribuzione, che presentano notevoli analogie con i sistemi idrici.

Si introducono ora alcune definizioni dei concetti più importanti che saranno analizzati in seguito, secondo quanto riferito dalla normativa ISO 9000-4:

- **Affidabilità** (*Reliability* o *R*): capacità di adempire alla funzione richiesta, in determinate condizioni di esercizio e per un periodo di tempo stabilito;
- **Manutenibilità** (*Maintainability* o *M*): capacità di ripristinare velocemente il corretto funzionamento in seguito ad un guasto, quando la manutenzione è realizzata con la procedura e le risorse prestabilite;
- **Disponibilità** (*Availability* o *A*): capacità di essere in grado di funzionare correttamente al momento in cui il funzionamento viene richiesto, misurabile come rapporto fra la somma dei tempi di corretto funzionamento e il tempo totale;
- **Durata** (*Durability* o *D*): capacità di funzionare correttamente, in determinate condizioni di uso e manutenzione, fino al raggiungimento di una situazione limite; per un sistema riparabile la durata cessa quando la riparazione non è più tecnicamente possibile o economicamente conveniente.

L'affidabilità si è evoluta rapidamente nel tempo come disciplina (*Reliability Engineering*) il cui obiettivo è quello non solo di sviluppare metodi e strumenti di predizione e valutazione della *Reliability*, *Maintainability* e *Availability* di componenti, impianti e sistemi in genere, ma anche di supportare la "progettazione per affidabilità"

(Design for Reliability). Questo aspetto della progettazione è basato sulla statistica e, quindi, per poter effettuare valutazioni affidabilistiche è necessario conoscere in primo luogo le leggi di distribuzione dei guasti, partendo dalla considerazione che ogni opera d'ingegneria è imperfetta con limitazioni funzionali nel tempo in funzione delle condizioni operative, di quelle ambientali e della durata prevista.

Negli studi di affidabilità, pertanto, vengono utilizzate alcune funzioni statistiche in grado di rappresentare in modo adeguato il fenomeno in studio e di dare la possibilità di valutare l'andamento dei parametri di affidabilità nel tempo. Ad esempio, la distribuzione normale è utilizzata quando si hanno danneggiamenti dovuti a fatica o invecchiamento (usura) ed è applicata soprattutto in campo meccanico. Un'altra distribuzione statistica utilizzata in campo affidabilistico è quella esponenziale. Tale distribuzione rappresenta perfettamente i danneggiamenti casuali dei prodotti, caratterizzati da valori del tasso di guasto λ (failure rate) costante. Inoltre è molto semplice da utilizzare e questo vantaggio diventa fondamentale in caso di sistemi molto complessi.

In campo acquedottistico, come in tutti i suoi campi di applicazione, l'affidabilità misura il grado di efficienza dei sistemi e fornisce un'indicazione di quali interventi adottare per migliorare la situazione. In particolare si intende valutare l'efficienza dei sistemi di approvvigionamento idrico da un punto di vista strutturale legato alle reti di adduzione e da un punto di vista idrologico legato alle caratteristiche delle fonti di alimentazione.

In generale quando si parla di affidabilità in campo acquedottistico si distingue tra affidabilità meccanica e affidabilità idraulica. L'affidabilità meccanica è la capacità dei sistemi idrici di soddisfare le richieste nonostante i fuori servizio dei componenti meccanici, mentre l'affidabilità idraulica rappresenta il grado di efficienza delle reti di distribuzione e/o di adduzione connessa alla domanda e alla scabrezza, ed è intesa come la probabilità che venga fornita la portata richiesta con una pressione idonea al servizio di erogazione (senza eventi di guasto su elementi della rete). L'analisi di questi due aspetti porta alla definizione di un'affidabilità complessiva che rappresenta, tramite indici e parametri, l'efficienza del sistema.

Nel seguito della trattazione si intende illustrare i concetti fondamentali che stanno alla base delle analisi di affidabilità, evidenziando i parametri e le funzioni più importanti.

3.1.1 Fallanza e affidabilità dei sistemi

La base di partenza per qualsiasi analisi di affidabilità di un prodotto è la costruzione di un istogramma dei guasti, da cui è possibile estrapolare la relativa

funzione cumulata di guasto che prende il nome di inaffidabilità (fallanza o vulnerabilità) e viene indicata con $F(t)$ e rappresenta la probabilità che un dato prodotto sia guasto dopo un periodo di tempo t . Analoga definizione può essere data per l'affidabilità di un prodotto e viene calcolata come complemento a 1 della fallanza, ovvero come la probabilità che un prodotto sia ancora funzionante dopo un dato tempo t e viene indicata con $R(t)$.

Detta T la variabile casuale "tempo fino al guasto", misurata dall'istante 0, si ha:

$$R(t) = P [T > t].$$

I valori dell'affidabilità e dell'inaffidabilità forniscono in modo chiaro quale sarà la probabilità di sopravvivenza del prodotto dopo un periodo di utilizzo t .

Definita la funzione densità di probabilità degli eventi di guasto $f(t)$ che fornisce, a meno di dt , la probabilità che in un istante t il sistema si guasti, si determina la rispettiva distribuzione cumulata $F(t)$ tramite:

$$F(t) = \int_0^t f(t) dt$$

cioè la fallanza $F(t)$ rappresenta la probabilità che si verifichi in un intervallo $(0, T)$ un fuori servizio, supposto che il sistema esaminato sia correttamente in esercizio all'istante iniziale $T_0=0$.

La funzione $F(t)$ in termini pratici è ottenuta dall'interpolazione dell'istogramma dei guasti e se fosse espressa dalla legge esponenziale si otterrebbe:

$$F(t) = \int_0^t l e^{-lt} dt = 1 - e^{-lt} \quad \text{con } l \text{ tasso di guasto costante nel tempo.}$$

Alla luce della definizione di inaffidabilità si ricava un'espressione basata sulla densità di probabilità di guasto anche per la funzione affidabilità:

$$R(t) = 1 - F(t) = 1 - \int_0^t f(t) dt = \int_t^{\infty} f(t) dt$$

Da questa relazione si ricava che l'affidabilità di un sistema è la probabilità che esso assolva pienamente alla funzione per cui è previsto nell'intervallo $(0, t)$, in condizioni operative e ambientali fissate, supposto che il sistema sia correttamente in esercizio al tempo $t_0=0$. In altre parole indica la probabilità che l'evento di guasto si verifichi in istante t successivo all'intervallo $(0, t)$ e considerando, come fatto in precedenza, di utilizzare la distribuzione esponenziale si ottiene:

$$R(t) = \int_t^{\infty} l e^{-lt} dt = e^{-lt} \quad \text{con } \lambda \text{ tasso di guasto costante nel tempo.}$$

Tasso di guasto

Altra funzione utilizzata nella stima delle caratteristiche affidabilistiche di un prodotto è il tasso di guasto (failure rate). Questa grandezza è indicata come $\lambda(t)$ e la sua unità di misura è guasti/ora, in pratica, definisce il numero di guasti per unità di tempo di un prodotto dopo un determinato tempo di funzionamento.

Considerando l'evento di guasto di un oggetto in un intervallo $(t, t+dt)$, dato che non si è guastato prima di t , la sua probabilità, secondo il teorema della probabilità condizionata, è:

$$P(t \leq T < t+dt | T > t) = \frac{P[t \leq T < (t+dt) \cap (T > t)]}{P(T > t)} = \frac{P[t \leq T < t+dt]}{P(T > t)} = \frac{f(t)dt}{R(t)}$$

In particolare il rapporto fra la probabilità che ha un oggetto di guastarsi nell'intervallo $(t, t+dt)$, dato che non si è guastato prima di t , e la durata dt di detto intervallo è chiamato tasso di guasto istantaneo e si ricava dalla seguente relazione:

$$I(t) = \frac{f(t)}{R(t)}$$

Questo valore prende anche il nome di failure rate istantaneo e permette di valutare il tasso di guasto durante tutto il periodo di funzionamento del prodotto. La rappresentazione delle curve di $I(t)$ prende il nome di "curva bathtub" a causa della sua forma solitamente a vasca da bagno. Queste curve sono molto utilizzate in quanto forniscono, anche visivamente, delle informazioni sull'affidabilità del prodotto.

Infatti dall'andamento di queste curve è possibile stabilire se il prodotto presenta un invecchiamento veloce, se

ha alta probabilità di avere dei guasti nelle sue prime fasi di utilizzo (gioventù) o se esistono dei possibili danneggiamenti che ne limitino fortemente la vita utile. La figura 8 riporta un esempio di tale curva, caratterizzata da tre zone differenti. Si ha una prima zona dove la probabilità che il

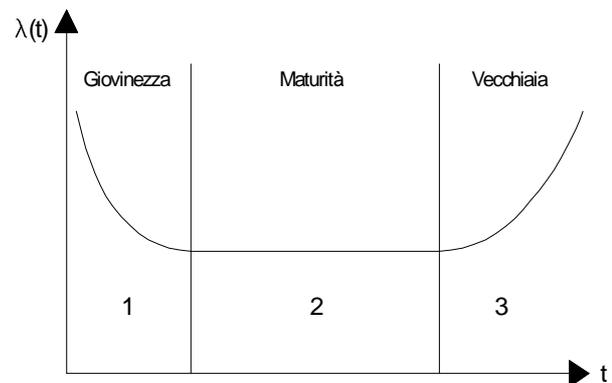


Figura 8 Curva bathtub.

pezzo si guasti decresce con il passare del tempo. Questa è la zona della gioventù, ovvero la zona nella quale i pezzi si rompono a causa di difetti di produzione o per errato assemblaggio che ne producono una prematura rottura, che tuttavia possono essere ridotti al minimo con un adeguato collaudo e rodaggio. Dopo questa fase si arriva a quella della maturità, nella quale la probabilità di rottura del pezzo è

indipendente dal tempo. In questa fase il componente si rompe per danneggiamenti casuali, non correlati a possibili difetti presenti in essi. In questa fase si raggiunge il valore minimo di $I(t)$ ed è la parte prioritaria della vita del pezzo. La terza fase è invece quella dell'usura, si ha cioè che la probabilità di rottura del pezzo aumenta all'aumentare dell'età dello stesso.

Nella gestione di qualsiasi sistema si cerca di rimanere nella fase di maturità, cioè $I(t)$ costanti nella vita del sistema, sostituendo il pezzo prima di arrivare alla fase di vecchiaia del prodotto.

La definizione di tasso di guasto permette di verificare la validità delle legge esponenziale per descrivere gli eventi di guasto di un sistema. Dalla definizione di inaffidabilità e di tasso di guasto si ricava l'espressione:

$$f(t) = \frac{dF(t)}{dt} = \frac{d(1-R(t))}{dt} = -\frac{dR(t)}{dt} \qquad \lambda(t) = \frac{f(t)}{R(t)}$$

$$-\frac{dR(t)}{dt} = I(t) \cdot R(t) \rightarrow R(t) = e^{-\int_0^t I(t)dt} = e^{-I t} \quad \text{con } I(t) \text{ costante nel tempo.}$$

Per sistemi acquedottistici si definisce un $I'(t)$ riferito ad un elemento di lunghezza unitario. In particolare, per una condotta adduttrice di lunghezza L , il tasso di guasto è $I(t) = I'(t) \cdot L$

Il tempo medio fino al guasto MTTF

Dalle funzioni precedenti è possibile ricavare degli indici sintetici che permettono di valutare l'affidabilità del componente molto rapidamente.

Il *Mean Time To Failure (MTTF)* è un indice che mostra dopo quanto tempo di funzionamento si può prevedere che si verifichi il danneggiamento del pezzo, riferendosi a prodotti non riparabili.

In pratica, l'indice *MTTF* è il valore medio della variabile casuale T (tempo di guasto) e come tale risulta espressa dalla formula:

$$MTTF = \int_0^{\infty} t f(t) dt$$

Integrando per parti e ricordando la relazione $f(t) = -\frac{dR(t)}{dt}$ si ottiene:

$$\int_0^{\infty} t f(t) dt = -\int_0^{\infty} t \frac{dR}{dt} dt = [-tR(t)]_0^{\infty} + \int_0^{\infty} R(t) dt$$

Poiché $tR(t) \rightarrow 0$ sia per $t \rightarrow 0$, che per $t \rightarrow \infty$ si ha:

$$MTTF = \int_0^{\infty} R(t)dt$$

cioè il tempo medio fino al guasto è fornito dall'area sottesa dalla curva di affidabilità. Inoltre se si assume la legge esponenziale con $I(t)$ costante nel tempo si ottiene:

$$MTTF = \int_0^{\infty} e^{-It} dt = \frac{1}{I}$$

Se si calcola l'affidabilità del prodotto a un tempo T pari al $MTTF$ si ricava che $R(T = MTTF) = e^{-1} = 0,368$, un valore non accettabile nella maggior parte delle applicazioni. Per ottenere un'affidabilità adatta alle esigenze industriali il valore di $MTTF$ di progetto deve essere notevolmente superiore al tempo di durata del prodotto, solitamente più di un ordine di grandezza.

3.1.2 La manutenibilità

Per le analisi di affidabilità è importante classificare i sistemi in riparabili e non riparabili. I sistemi non riparabili sono quelli che non vengono riparati quando si guastano essi stessi o un loro gruppo, mentre i sistemi riparabili sono quelli che vengono riparati quando si guastano essi stessi o un loro.

Quando un sistema o una sua parte si guasta, richiede un determinato tempo di riparazione, che è funzione di molte situazioni, ad esempio l'individuazione del guasto e la disponibilità dei ricambi. Il tempo occorrente per la riparazione è una variabile casuale Tr con origine temporale nell'istante di guasto. La manutenibilità $M(t)$ riguarda la facilità con cui un guasto può venire riparato ed è definita come la probabilità che un guasto venga riparato in un certo t specificato, quando le riparazioni sono fatte in accordo con procedure definite, cioè:

$$M(t) = P [Tr \leq t]$$

Se si indica con $g(t)$ la densità di probabilità degli eventi di riparazione, cioè la funzione che fornisce, a meno di dt , la probabilità che il sistema sia nuovamente in servizio nell'istante t , si determina la rispettiva distribuzione cumulata $G(t)$ tramite:

$$G(t) = \int_0^t g(t)dt$$

cioè si ottiene la probabilità che il sistema sia riparato in intervallo di tempo $(0, T)$, assunto che il sistema sia guasto all'istante $T_0=0$.

Nell'ipotesi di considerare la distribuzione esponenziale, già utilizzata per descrivere gli eventi di guasto, si ottiene:

$$G(t) = \int_0^T m e^{-mt} dt = 1 - e^{-mT} \quad \text{con } m \text{ tasso di riparazione costante nel tempo.}$$

La manutenibilità è un importante parametro di confronto dei sistemi, soprattutto quando si analizza l'affidabilità dei sistemi riparabili.

Nelle analisi di affidabilità si considerano due tipi di manutenzione:

- la manutenzione programmata, che viene attuata a intervalli prestabiliti, prefissati, indipendenti dal verificarsi dei guasti;
- la manutenzione correttiva, che viene attuata per la riparazione dei guasti successi.

La manutenzione programmata prescrive azioni di manutenzione che comportano la sostituzione dei componenti o gruppi prima che essi si guastino, ed è evidente che questa strategia è vantaggiosa se il loro tasso di guasto è crescente.

In analogia a quanto fatto per l'affidabilità, dove si è definito il tasso di guasto e il parametro *MTTF*, si definisce per la manutenibilità il tasso di riparazione e il parametro *MTTR*.

Tasso di riparazione

Analogo al tasso di guasto definito per l'affidabilità, si introduce il tasso di riparazione per quanto riguarda la manutenibilità. Questa grandezza, indicata come $m(t)$ e con unità di misura riparazioni/ora, fornisce il numero di riparazioni per unità di tempo di un prodotto. Il tasso di riparazione si calcola tramite il rapporto tra la probabilità condizionata di riparazione nell'intervallo $(t, t+dt)$ e la durata dt dell'intervallo stesso:

$$\mu(t) = \frac{P[t \leq T_r < t + dt | T > t]}{dt}$$

In particolare il termine $m(t)dt$ rappresenta la probabilità che il sistema sia riparato e siano ripristinate le condizioni di corretto funzionamento in intervallo $(t, t+dt)$.

Il tempo medio di riparazione MTTR

Il *Mean Time To Repair (MTTR)* è un indice che indica il tempo medio necessario per ripristinare un sistema fuori servizio. L'indice *MTTR* è il valore medio della variabile casuale tempo di riparazione T_r ed è espressa dalla formula:

$$MTTR = \int_0^{\infty} t g(t) dt$$

Inoltre se si assume la legge esponenziale, già utilizzata per il parametro analogo *MTTF* per l'affidabilità, si ottiene:

$$MTTR = \int_0^{\infty} e^{-m t} dt = \frac{1}{m} \quad \text{con tasso di riparazione } m(t) \text{ costante nel tempo.}$$

Il tempo medio tra guasti MTBF

Il *Mean Time Between Failure (MTBF)* indica quanto tempo è prevedibile che intercorra tra i guasti sostenuti da un componente riparabile, ovvero dopo quanto tempo è necessario riparare nuovamente il componente che si è guastato.

Come il *MTTF* è l'area sottesa dalla curva di affidabilità $R(t)$, così il tempo medio fino al guasto n -esimo *MTBF* può essere definito come l'area sottesa dalla curva di affidabilità estesa $R_n(t)$. Con il termine affidabilità estesa $R_n(t)$ si definisce la probabilità che il sistema si guasti l' n -esima volta dopo l'intervallo $(0, t)$, indicando con T_n la variabile casuale "tempo fino all' n -esimo guasto" misurata rispetto all'origine $t_0=0$. Si scrive pertanto come:

$$R_n(t) = P [T_n > t]$$

Per i sistemi riparabili l'affidabilità estesa dipende dalla storia di guasti e riparazioni subite dal sistema e si intuisce facilmente che qualora la storia passata abbia poco o nullo effetto, se ne potranno trarre dei notevoli vantaggi per il calcolo delle varie caratteristiche di affidabilità.

La differenza tra le due variabili casuali T_{n+1} e T_n definisce il tempo (v.c.) tra l' n -esimo e l' $(n+1)$ -esimo guasto e il suo valore medio risulta:

$$MTBF_{n,n+1} = MTF_{n+1} - MTF_n$$

Questo termine è detto tempo medio tra il guasto n -esimo e il guasto $(n+1)$ -esimo.

Nel caso in cui la variabile casuale tempo tra due guasti successivi sia identicamente distribuita è lecito parlare di *MTBF* senza specificare il numero di guasti successivi, qualsiasi sia il numero di guasti. Inoltre, al tendere all'infinito del numero dei guasti n , il tempo medio $MTBF_{n,n+1}$ tende ad un valore limite:

$$MTBF_{\infty} = \lim_{n \rightarrow \infty} MTBF_{n,n+1}$$

Analogo a quanto appena scritto è l'indice *Mean Time Between Repair (MTBR)* che indica quanto tempo è prevedibile che intercorra tra le riparazioni consecutive sostenute da un componente.

3.1.3 Disponibilità dei sistemi

In precedenza si è visto che l'affidabilità $R(t)$ di un sistema riguarda la sua capacità di funzionare senza alcun guasto per tutto il periodo $(0, t)$; questo vale sia per sistemi non riparabili, sia per sistemi riparabili. Per i sistemi riparabili è molto

importante anche un'altra grandezza definita disponibilità (*Availability o A*), cioè la capacità del sistema di fornire la prestazione ad esso richiesta nel momento in cui risulta necessaria.

In campo acquedottistico questa grandezza assume molta importanza in quanto fornisce la probabilità che un sistema funzioni correttamente all'istante t , indipendentemente da eventuali guasti che si sono verificati in istanti precedenti.

L'affidabilità è diversa dalla disponibilità poiché quest'ultima richiede che il sistema funzioni senza soluzioni di continuità in intervallo $(0, t)$, in generale $A(t) \geq R(t)$ e solo per sistemi non riparabili $A(t) = R(t)$. Se si indica con $X(t)$ la seguente variabile casuale:

- $X(t) = 1$ se il sistema è funzionante all'istante t ;
- $X(t) = 0$ se il sistema è guasto all'istante t .

La disponibilità nell'istante t è definita come $A(t) = P[X(t)=1]$ e si riconosce subito che la disponibilità $A(t)$ è uguale al valore medio della $X(t)$:

$$A(t) = E[X(t)]$$

In particolare la funzione $A(t)$ vale 1 all'istante iniziale, ha un andamento decrescente con il tempo, e tende a un valore limite costante A_{ss} :

$$A_{ss} = \lim_{t \rightarrow \infty} A(t)$$

Questo valore è detto disponibilità a regime, ma molto spesso parlando di disponibilità si intende proprio il valore A_{ss} .

Inoltre si definisce come disponibilità media nel periodo $(0, t)$ la quantità:

$$A_m(t) = \frac{1}{t} \int_0^t A(x) dx$$

Essa indica la percentuale di tempo in $(0, t)$ in cui il sistema è disponibile.

Definizione di Up-Time e Down-Time

In un sistema riparabile è possibile rappresentare il flusso temporale dei guasti e delle riparazioni secondo il seguente schema:

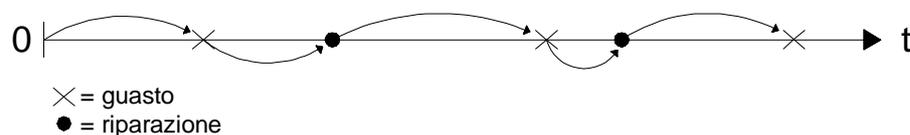


Figura 9 Up-Time Down-Time.

Il periodo di tempo, a partire dall'ultima riparazione, durante il quale il sistema funziona correttamente viene detto "Up Time"; esso è una variabile casuale che può dipendere dal numero di guasti successivi. Il periodo di tempo, a partire dall'ultimo guasto successo, durante il quale il sistema è guasto, viene detto "Down Time"; esso è una variabile casuale che può dipendere dal numero di guasti e riparazioni.

Si indica con U_i la durata del i -esimo periodo di corretto funzionamento del sistema e con D_i la durata del i -esimo periodo di riparazione, aventi rispettivamente densità di probabilità $f(x)$ e $g(x)$, nell'ipotesi che queste distribuzioni siano le medesime dopo ogni riparazione e guasto. Questa ipotesi implica, che dopo ogni ciclo guasto - riparazione, il sistema ritorna come nuovo.

Tutte le variabili U_i hanno pertanto densità $f(x)$ e si determina il loro valore medio comune detto *Mean Up Time (MUT)*:

$$MUT = \int_0^{\infty} xf(x)dx \quad \text{dove } x \text{ è il tempo trascorso dall'ultima riparazione.}$$

Analogamente si determina il valore medio comune delle variabili D_i detto *Mean Down Time (MDT)*:

$$MDT = \int_0^{\infty} xg(x)dx \quad \text{dove } x \text{ è il tempo trascorso dall'ultimo guasto.}$$

La variabile casuale $T_{br}(i) = D_i + U_i + 1$, cioè il tempo tra un guasto e il successivo, è caratterizzata da una densità di probabilità definita da:

$$\int_0^x g(r)f(x-r) dr = z(x)$$

Poiché $T_{br}(i)$ non dipende da i , si determina il tempo medio tra due guasti *MTBF* attraverso la relazione:

$$MTBF = \int_0^{\infty} xz(x)dx$$

Dalle considerazioni fatte si ricava la relazione $MTBF = MUT + MDT$.

Relazione tra le caratteristiche di disponibilità

In base all'interpretazione della disponibilità media come proporzione di tempo in cui il sistema funziona correttamente, si ricava che:

$$A = \frac{MUT}{MUT + MDT}$$

cioè la disponibilità è la proporzione del tempo medio tra guasti in cui il sistema funziona correttamente. Questa relazione è molto importante perché dimostra che la

disponibilità dipende solo dai valori medi delle distribuzioni dei guasti e delle riparazioni.

Una relazione analoga è possibile ricavarla attraverso gli indici *MTTF* e *MMTR*, caratteristiche dello stato del sistema.

Infatti i tempi medi *MUT* e *MDT* corrispondono alle medie rispettivamente degli indici *MTTF_i* e *MTTR_j*, dove *i* e *j* sono i guasti e le riparazioni *i*-esime. Considerando un campione di dati costituito da successioni di intervalli di tempi in cui il sistema funziona correttamente o meno, è possibile ricavare un valore approssimato di *MTTF* ed *MTTR* tramite le relazioni:

$$MTTF = \frac{\sum_{i=1}^{n_i} U_i}{n_i}$$

$$MTTR = \frac{\sum_{j=1}^{n_j} D_j}{n_j}$$

in cui *n_i* e *n_j* rappresentano rispettivamente il numero di intervalli in cui il sistema funziona correttamente o è guasto.

Dalla definizione di disponibilità si può scrivere:

$$A = \frac{\sum_{i=1}^{n_i} U_i}{\sum_{i=1}^{n_i} U_i + \sum_{j=1}^{n_j} D_j}$$

nell'ipotesi che tenda ad infinito i termini *n_i* e *n_j* possono essere considerati uguali e dividendo per *n_i=n_j* si ottiene la probabilità che il sistema in esame sia correttamente in esercizio:

$$A = \frac{MTTF}{MTTF + MTTR} \rightarrow \frac{1/l}{1/l + MTTR}$$

Se gli eventi di guasto e riparazione sono descritti da legge esponenziale con tassi di guasto e riparazione costanti, si ottiene:

$$A = \frac{m}{m + l}$$

Indisponibilità

Le considerazioni sopra riportate sono valide anche per il concetto di indisponibilità, che rispecchia in un sistema riparabile le considerazioni fatte riguardo l'inaffidabilità.

Infatti rappresenta la probabilità che il sistema sia fuori servizio nell'istante t , indipendentemente da guasti che si sono verificati in precedenza.

Come per la disponibilità, anche in questo caso si verifica che la fallanza è maggiore dell'indisponibilità e coincidono solo quando il sistema non è riparabile. Valgono le seguenti relazioni:

$$U(t) \leq F(t)$$

$$U(t) + A(t) = 1$$

Se gli eventi di guasto e riparazione sono descritti da legge esponenziale con tassi di guasto e riparazione costanti, si ottiene:

$$U = \frac{MTTR}{MTTF + MTTR} \rightarrow \frac{1}{m+1}$$

3.2 Affidabilità dei sistemi complessi

Dopo aver introdotto i concetti più importanti, si vuole accennare come stimare l'affidabilità di sistemi più complessi partendo dalle affidabilità dei singoli componenti. In generale si parla di sistema quando questo è composto da più oggetti e si usa la seguente classificazione:

- il sistema è formato da gruppi (o unità);
- i gruppi sono formati da sottogruppi o componenti;
- i componenti rappresentano l'elemento "funzionale" non ulteriormente scomponibile.

La scelta del livello di aggregazione (sistema, gruppo, sottogruppo, componente) dipende dal caso in esame e dall'analisi di affidabilità.

Per le analisi di affidabilità i sistemi vengono classificati in varie categorie:

- 1) sistemi non ridondanti, detti anche sistemi in serie, sono quelli che risultano guasti non appena si guasta un loro gruppo;
- 2) sistemi ridondanti, detti anche sistemi in parallelo, sono quelli che non si guastano se si guasta un loro gruppo;

La classificazione 1) e 2) non esclude la classificazione tra sistemi riparabili e non riparabili; ad esempio sono molto comuni i sistemi ridondanti riparabili, ma richiedono tecniche molto sofisticate di analisi.

3.2.1 Sistemi in serie

Una delle situazioni più frequenti per quanto riguarda le relazioni affidabilistiche tra i componenti è la disposizione in serie. In questo caso si ha che tutti i componenti sono essenziali per il funzionamento del sistema, infatti è sufficiente un guasto ad un elemento qualsiasi per rendere non funzionante il sistema.

L'affidabilità del sistema può essere calcolata con la seguente formula:

$$R_s(t) = R_1(t) \cdot R_2(t) \cdot \dots \cdot R_n(t) = \prod_{i=1}^n R_i(t)$$

con n numero di componenti del sistema e R_s affidabilità dello stesso.

Il tasso di guasto di un sistema in serie, ad elementi indipendenti, è la somma dei tassi di guasto delle unità che compongono il sistema:

$$I_s(t) = \sum_{i=1}^n I_i$$

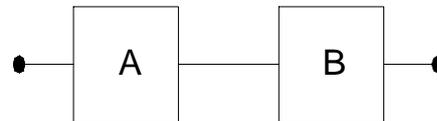


Figura 10 Sistema in serie.

In molti campi si trova spesso tale configurazione in quanto rende

minimo il numero di componenti senza richiedere ridondanze. Un sistema in serie presenta lo svantaggio di avere una affidabilità minore rispetto ad altre configurazioni, a parità di componenti impiegati. Infatti l'affidabilità del sistema è sempre minore dell'affidabilità dell'elemento meno affidabile e decresce rapidamente all'aumentare dei componenti. Il tempo medio fino al guasto del sistema $MTTF_S$ è l'area sottesa dalla curva di affidabilità $R_s(t)$, cioè:

$$MTTF = \int_0^{\infty} R_s(t) dt$$

Se tutte le unità hanno tasso di guasto costante si ricava la relazione:

$$MTTF_S = \frac{I}{\left(\frac{I}{MTTF_A} + \frac{I}{MTTF_B}\right)} = \frac{I}{I_S} = \frac{I}{(I_A + I_B)}$$

3.2.2 Sistemi in parallelo

A differenza del caso precedente quando i componenti sono collegati fra loro in parallelo, il sistema si può considerare guasto solo quando tutti i componenti che lo costituiscono sono guasti. Alla base di questa assunzione sta il fatto che ogni componente deve poter garantire le prestazioni richieste al sistema anche con tutti gli altri non funzionanti. Ad esempio se si ha un sistema di tre pompe in parallelo e la

portata del sistema deve essere di 10 m³/s, allora si ha che ogni pompa deve essere in grado di fornire una portata di 10 m³/s.

Il vantaggio di un sistema in parallelo, detto anche ridondante per le sue proprietà, è quello di avere una maggiore affidabilità rispetto al singolo componente, tuttavia una tale organizzazione del sistema comporta costi elevati, poiché la funzione che poteva essere soddisfatta da un unico componente è realizzata da più componenti.

Una possibile soluzione, per contenere i costi del sistema, ad esempio nel caso delle tre pompe, è quello di utilizzare delle pompe più piccole in grado di garantire solo 5 m³/s. In questo caso il sistema si considera difettoso quando due pompe su tre, e non tutte, sono guaste e si ottiene una affidabilità del sistema minore del precedente ma a minor costo. Tale configurazione è detta modello parallelo in *stand-by*.

L'affidabilità del sistema in parallelo è calcolata con la seguente formula:

$$R_p(t) = 1 - (1 - R_1(t)) \cdot (1 - R_2(t)) \qquad (1 - R_n(t)) = 1 - \prod_{i=1}^n (1 - R_i(t))$$

con n numero di componenti del sistema e R_s affidabilità dello stesso.

In questa configurazione il tasso di guasto non è costante, anche se le unità hanno tasso di guasto costante e si ricava, nel caso di due componenti con affidabilità espresse da legge esponenziale, la seguente espressione:

$$I_p(t) = \frac{2I(1 - e^{-\lambda t})}{(2 - e^{-\lambda t})}$$

Da questa relazione si nota che il valore di MTTF non può essere l'inverso del tasso di guasto, ma si deve ottenere dall'area sottesa dalla curva di affidabilità. Nel caso di distribuzione esponenziale con due soli componenti e tasso di guasto costante si ricava la formula semplificata:

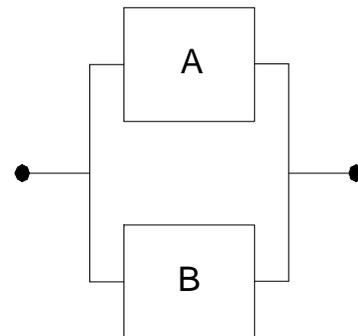


Figura 11 Sistema in parallelo.

$$MTTF_p = \frac{1,5}{\lambda}$$

3.3 Caratteristiche dei sistemi idrici

Ai fini dell'applicazione della teoria dell'affidabilità, i sistemi idrici di produzione, trasporto, distribuzione d'acqua presentano le seguenti differenziazioni rispetto ai sistemi elettrici, come riferito da Martini (1987):

- Riduzione a modelli. Gli elementi e gli schemi che costituiscono i sistemi elettrici corrispondono per lo più ad un limitato numero di esemplari, diffusi in tutto il mondo. Le opere dei sistemi idrici sono invece generalmente prototipi. Da qui la difficoltà nella rappresentazione con modelli ripetitivi.
- Cause dei disservizi. La maggior parte dei componenti dei sistemi idrici è costituita da opere di ingegneria civile, caratterizzate da vita molto lunga. In esse, le cause esogene di guasto prevalgono su quelle endogene, al contrario di quanto avviene in quelle elettromeccaniche.
- Funzioni aleatorie. Mentre per i sistemi elettrici è possibile valutare le grandezze I , A , U , etc., a mezzo di statistiche significative, ottenute su base internazionale, per quelli idrici, si deve generalmente ricorrere a valutazioni analogiche soggettive. In relazione a queste incertezze, ci si può limitare, per quasi tutti i componenti, a supporre che i valori di I siano costanti nel tempo. Si hanno allora le seguenti semplificazioni (Martini, 1987):

$$MTTF = \frac{1}{I} = \text{cost.} \quad \text{ed} \quad R(t) = e^{-It}$$

e, per $MTTR \ll 1/I$, come in genere si verifica:

$$U = \frac{MTTR}{\frac{1}{I}} = I \cdot MTTR$$

$$A = 1 - U = 1 - \frac{MTTR}{\frac{1}{I}} = 1 - I \cdot MTTR$$

- Riserve di volume. Nei sistemi elettrici, non essendo possibile immagazzinare energia presso gli utilizzatori, occorre prevedere importanti riserve di potenza in grado di intervenire istantaneamente. Negli impianti idrici questo ruolo è svolto dai serbatoi di distribuzione, realizzati presso la rete di distribuzione per altri motivi (regolazione giornaliera). Quindi, mentre nei sistemi elettrici è sufficiente analizzare le riserve di potenza, in quelli idrici occorre preoccuparsi anche delle riserve di volume.
- Effetto quota. Mentre i collegamenti elettrici sono bidirezionali, quelli idraulici, sono normalmente a senso unico, salvo l'adozione di provvedimenti specifici (centrali di sollevamento di emergenza, etc.).
- Effetto qualità. La perdita di disponibilità può derivare dalla perdita di alcune caratteristiche delle acque, sia all'origine (inquinamento delle fonti) che lungo

il percorso (intorbidimento causato da dissesti in una galleria di adduzione, immissione vandalica di sostanze tossiche).

3.4 Vulnerabilità delle utenze dei sistemi idrici secondo la proposta Claps-Sileo

La metodologia proposta da Claps e Sileo (2000) ha come obiettivo la definizione di un indice di vulnerabilità delle utenze idriche, partendo dalle nozioni di base della teoria dell'affidabilità descritta nei paragrafi precedenti.

Questa valutazione di vulnerabilità è finalizzata ad individuare quelle utenze (si fa riferimento qui solo a utenze civili e quindi a comuni collegati a sistemi acquedottistici), che potrebbero accusare più di altri gli effetti delle deficienze idriche dovute a siccità. Questi effetti generalmente si traducono in diminuzioni della dotazione idrica con relativi disagi per le popolazioni.

In generale, quando si parla di teoria dell'affidabilità, ci si riferisce alla funzionalità strutturale del sistema, ma in questo caso il criterio proposto da Claps e Sileo definisce una vulnerabilità "intrinseca" delle utenze rispetto ad eventi siccitosi.

Ai fini di fare delle valutazioni attendibili sull'affidabilità di uno schema idrico, gli incidenti che possono ridurre la funzionalità di un sistema di approvvigionamento idrico, provocando dei disservizi generali o parziali, sono riconducibili a:

- cause endogene (dissesti per vetustà dei manufatti o per difetto di costruzione o manutenzione, inaffidabilità del sistema di rifornimento di energia, etc.);
- cause esogene naturali (magre eccezionali, scariche atmosferiche, alluvioni, scosse sismiche, frane e cedimenti dei terreni, etc.);
- cause esogene dovute all'uomo (scarico di sostanze inquinanti a monte della presa, lavori eseguiti in vicinanza delle opere idrauliche, caduta accidentale di carichi, correnti vaganti prodotte da installazioni industriali, errori di manovra, atti vandalici e bellici etc.).

I provvedimenti di prevenzione e/o soccorso si possono suddividere in due gruppi:

- provvedimenti tattici: quelli che consentono di migliorare le condizioni di esercizio di un sistema preesistente, o che riguardano la predisposizione di interventi esterni di soccorso in casi di emergenza;
- provvedimenti strategici: quelli che influiscono sulla concezione generale del sistema di approvvigionamento idrico e dei suoi componenti fondamentali.

Nella metodologia proposta, in base a queste categorie di cause appena elencate, sono stati formulati alcuni parametri rappresentativi delle condizioni "intrinseche" di funzionalità di un acquedotto esterno rispetto alle sue utenze. In altri termini, il criterio di valutazione speditiva di affidabilità di schemi acquedottistici di adduzione proposto da Claps et al. (2000) permette di valutare, attraverso grandezze semplici e facilmente determinabili, il livello di servizio di ciascun utenza solo in relazione alle caratteristiche fondamentali dello schema, senza entrare nel merito delle modalità di funzionamento idraulico in varie configurazioni di portata, e senza scendere nel dettaglio dell'analisi statistica delle serie idrologiche delle fonti di alimentazione.

Il criterio di valutazione di vulnerabilità prevede di ricondurre la relazione ricavata nei paragrafi precedenti:

$$A = \frac{\frac{1}{\lambda}}{\frac{1}{\lambda} + MTTR} \quad (*)$$

a due aspetti chiaramente connessi all'affidabilità di un sistema, quali la frequenza e la severità di fallanza, aspetti non necessariamente legati a I e $MTTR$.

Per questo obiettivo sono definite le variabili:

- SEV (severità di fallanza) indica l'impatto che può avere una carenza idrica su un centro abitato;
- FRE (frequenza di fallanza) indica la frequenza delle situazioni di carenza sull'abitato stesso.

3.4.1 La severità e la frequenza di fallanza

In questo paragrafo si intende descrivere in dettaglio il significato dei parametri SEV e FRE , introdotti dal criterio proposto da Claps e Sileo, per la valutazione di affidabilità di sistemi idrici di adduzione.

La severità di fallanza (SEV) è una variabile introdotta per tenere conto dei problemi che possono comportare per l'utenza sostanziale diminuzione di portate o prolungate interruzioni della fornitura idrica. La variabile SEV dipende, ad esempio, dal carico idraulico disponibile sul serbatoio di testata dell'utenza cittadina in quanto, in caso di riduzione a lungo termine della pressione in condotta, le utenze con più carico disponibile risulteranno meno penalizzate. Inoltre SEV è funzione delle dimensioni dell'utenza, e quindi dal consumo idrico del centro abitato, della grandezza del sistema acquedottistico da cui il comune si rifornisce. Infatti è immediato capire che una grossa città risentirà di una crisi idrica in misura maggiore rispetto ad utenze più

piccole, soprattutto con riferimento alla quota parte usata per scopi non potabili. Tuttavia se il sistema acquedottistico è complesso e permette di convogliare le acque di sorgenti profonde e con portate medie abbastanza alte, l'impatto negativo di una siccità, che causa una riduzione della dotazione idrica, sarà sicuramente più attenuato.

Inoltre si deve considerare che piccole siccità in termini soprattutto di durata possono essere controllate agevolmente attraverso la riserva idrica rappresentata dai serbatoi presenti sul territorio comunale, ma in caso di siccità più importanti questo rimedio passa decisamente in secondo piano.

Infine la severità di fallanza considera anche aspetti di natura idrologica, ad esempio legate alla molteplicità e frammentazione delle fonti sorgentizie. Infatti queste sono tanto più instabili quanto più sono frammentate e piccole.

Invece la frequenza di fallanza (*FRE*) è una variabile introdotta per tenere conto dei problemi di natura strutturale che possono verificarsi nel sistema, che non comportano necessariamente diminuzioni di volume erogato all'utenza, ma solo dei disservizi di durata limitata. Questa variabile è funzione della lunghezza delle condotte che servono le singole utenze e della consistenza della riserva idrica di ogni comune.

Inoltre la variabile *FRE* considera anche la presenza di eventuali impianti di pompaggio, che determinano una maggiore aleatorietà nelle condizioni di funzionamento dello schema, poiché aumenta la probabilità che l'utenza rimanga scollegata dalla condotta principale o comunque sottoposta a carico idraulico non sufficiente per soddisfare l'esigenza idrica.

3.4.2 I parametri caratteristici delle utenze

Dopo aver definito i concetti base quali la severità (*SEV*) e la frequenza (*FRE*) di fallanza, è possibile descrivere come il criterio Claps-Sileo stabilisce di valutare i parametri caratteristici delle utenze da cui far dipendere il livello di servizio, inteso come indice di funzionalità dello schema rispetto all'utenza.

Per quanto riguarda la severità di fallanza (*SEV*) il parametro che tiene conto della dimensione dell'utenza è rappresentato da:

$$CONS = \frac{\text{Consumo presunto}}{\text{Massimo consumo presunto nello schema}}$$

Questo indice è strettamente legato alla dotazione idrica. Infatti il consumo presunto è la dotazione idrica espressa in [l/s] del comune in considerazione, risultante dal P.R.G.A. oppure dai dati dell'ente gestore.

Nel caso di comune completamente sganciato da uno schema principale e collegato solo a fonti locali il parametro *CONS* non ha significato e per questo non

viene considerato. Pertanto questo parametro è applicabile a comuni serviti da un acquedotto consortile e non a comuni isolati e alimentati da fonti locali.

Inoltre per le utenze servite da più serbatoi il consumo presunto è dato dalla somma delle portate in uscita dai singoli serbatoi di testata.

Si è già detto che la severità di fallanza (*SEV*) può dipendere in modo diretto dalla presenza di fonti relativamente piccole. A questo proposito si definisce il parametro:

$$PERC = \frac{\text{Somma portata delle fonti effimere}}{\text{Somma portata delle fonti locali}}$$

Le fonti locali sono quelle che alimentano direttamente i comuni e che non appartengono ad uno schema principale, mentre la fonti effimere sono fonti locali con portata inferiore ad un certo valore.

La soglia minima al di sotto della quale la fonte di alimentazione è considerata effimera si può ricavare da confronti sulle portate medie delle sorgenti locali. Infatti tale valore si può ricavare attraverso la curva di frequenza cumulata relativa alle portate delle sorgenti che alimentano i comuni dei bacini.

Questo parametro è importante in quanto permette di capire se un comune è rifornito prevalentemente da sorgenti effimere e, quindi, se è più esposto al rischio di deficienza idrica. Per la valutazione della severità di fallanza di comuni isolati e non appartenenti ad uno schema principale, si definisce il seguente parametro:

$$FONT = 1 - \frac{1}{\text{Numero fonti locali}}$$

La variabile *FONT* tiene conto della molteplicità delle fonti locali e permette di capire se il comune è alimentato da un elevato numero di sorgenti diffuse. Considerando anche il valore *PERC* si capisce se le fonti locali, oltre ad essere numerose, sono anche molto piccole e quindi inaffidabili.

Infine sempre in riguardo alla severità di fallanza (*SEV*) si introduce un altro parametro:

$$CAR = \frac{\frac{\text{Consumo presunto}}{\sqrt{\text{Pendenza}}}}{\text{Massimo} \left(\frac{\text{Consumo presunto}}{\sqrt{\text{Pendenza}}} \right) \text{tra i comuni considerati}}$$

Dove la pendenza si ricava da:

$$\text{Pendenza} = \frac{\text{Differenza di quota tra il serbatoio di testata e il partitore principale}}{\text{Lunghezza della condotta dal partitore principale}}$$

Il parametro *CAR* considera il carico idraulico disponibile sul serbatoio di testata dell'utenza. Per il calcolo della pendenza il partitore principale è il serbatoio dove generalmente si raccolgono le acque delle varie sorgenti e dal quale parte la distribuzione ai comuni dello schema. Nel caso di centri serviti da più serbatoi, si fa riferimento alla loro quota media.

Nella tabella si riassumano i parametri che permettono di ricavare la variabile *SEV*.

Riepilogo dei parametri (SEV)

Severità di fallanza SEV	∞	$\text{CONS} = \frac{\text{Consumo presunto}}{\text{Massimo consumo presunto nello schema}}$
		$\text{PERC} = \frac{\text{Somma portata delle fonti effimere}}{\text{Somma portata delle fonti locali}}$
		$\text{FONT} = 1 - \frac{1}{\text{Numero fonti locali}}$
		$\text{CAR} = \frac{\frac{\text{Consumo presunto}}{\sqrt{\text{Pendenza}}}}{\text{Massimo}(\frac{\text{Consumo presunto}}{\sqrt{\text{Pendenza}}}) \text{ tra i comuni}}$

Ai fini della valutazione della frequenza di fallanza (*FRE*), per valutare l'effetto delle dimensioni della riserva idrica accumulabile da ogni utenza si definisce la variabile:

$$\text{VOL} = 1 - \frac{\text{Volume dei serbatoi}}{\text{Dotazione volumetrica giornaliera}}$$

Il volume dei serbatoi è la somma dei volumi dei serbatoi esistenti che servono l'utenza, mentre la dotazione volumetrica giornaliera è la dotazione idrica espressa in m³/d.

Nel caso in cui il volume dei serbatoi fosse superiore alla dotazione giornaliera, la variabile *VOL* viene posta uguale a zero e nel caso di centri serviti da più serbatoi, si fa riferimento alla somma dei relativi volumi.

Per valutare l'effetto sulla frequenza di fallanza (*FRE*) della lunghezza della condotta relativa ad ogni centro abitato, si definisce:

$$DIST = \frac{\text{Lunghezza della condotta dal partitore principale}}{\text{Massima (Lunghezza condotta - partitore) tra i comuni considerati}}$$

Il parametro *DIST* valuta la lontananza dell'utenza dalle fonti dello schema acquedottistico. Per centri serviti da più serbatoi si considera la media delle distanze tra questi ed i rispettivi partitori principali. Nel caso in cui ci siano più partitori principali, cioè più punti dove si raccolgono le acque sorgentizie, la lunghezza della condotta è la media delle lunghezze dai rispettivi partitori, pesata rispetto alla portata della sorgente relativa al partitore.

Infine per quanto riguarda la frequenza di fallanza (*FRE*) si prende in considerazione la presenza di eventuali impianti di sollevamento nello schema tramite il parametro:

$$SOL = \frac{\text{Portata sollevata}}{\text{Portata totale delle fonti relative al comune}}$$

Un comune è tanto più penalizzato tanto più dipende dalla portata ottenuta da un impianto di pompaggio, in quanto aumentano le probabilità di disservizio.

Nella tabella si riassumano i parametri che permettono di ricavare la variabile *FRE*.

Riepilogo dei parametri (FRE).

<p><i>Frequenza di fallanza</i> FRE</p>	<p>∞</p>	$VOL = 1 - \frac{\text{Volume dei serbatoi}}{\text{Dotazione volumetrica giornaliera}}$ $DIST = \frac{\text{Lunghezza della condotta dal partitore principale}}{\text{Max(Lunghezza condotta - partitore)}}$ $SOL = \frac{\text{Portata sollevata}}{\text{Portata totale delle fonti relative al comune}}$
--	----------	--

3.4.3 Definizione dei livelli di servizio

I parametri precedentemente introdotti sono utilizzati, come riferito da Claps et al. (2000), per quantificare i livelli di servizio delle utenze attraverso gli indici *SEV* e *FRE* in misura inversamente proporzionale.

Attraverso queste grandezze si ricava un indice di vulnerabilità "intrinseca" delle utenze rispetto ad eventi che causano possibili disservizi. Infatti l'obiettivo che il criterio proposto da Claps-Sileo vuole raggiungere è la definizione di un indice che serva essenzialmente a permettere un confronto tra le utenze che si riforniscono da uno stesso schema acquedottistico, rilevando quelle che, più di altre, saranno penalizzate in caso di carenza idrica o per rotture o riduzioni di funzionalità in genere.

E' necessario sottolineare che in questo tipo di approccio proposto la relazione che lega le due variabili *SEV* e *FRE* risulta essere diversa dalla formula dell'affidabilità (*), poiché non si ha una relazione con $FRE \ll SEV$ come accadeva per i parametri *I* e *MTTR*.

Le variabili *SEV* e *FRE* assumono, così come previsto per tutti i parametri, valori compresi tra 0 e 1 per facilitarne il confronto e giungere ad un omogenea definizione di livello di servizio. Ai fini del calcolo di *SEV* e *FRE* il criterio prevede che tutti i parametri siano inseriti in relazioni lineari con pesi omogenei, in quanto una valutazione di pesi diversi può essere la conseguenza di applicazioni di metodi che risalgono al funzionamento idraulico dello schema.

In base ai seguenti casi si ricavano i valori di *SEV* e *FRE* tramite le seguenti relazioni:

- Utenza collegata in parte o completamente a schema acquedottistico:

$$SEV = \frac{CONS + PERC + CAR}{3}$$

$$FRE = \frac{VOL + DIST}{2} \quad \text{oppure} \quad FRE = \frac{VOL + DIST + SOL}{3}$$

- Utenza sganciata dallo schema e collegata a sole fonti locali:

$$SEV = \frac{PERC + FONT}{2}$$

$$FRE = \frac{VOL + DIST}{2} \quad \text{oppure} \quad FRE = \frac{VOL + DIST + SOL}{3}$$

La media dei valori di *SEV* e *FRE* definisce l'indice di vulnerabilità "intrinseca", inversamente proporzionale al livello di servizio complessivo:

$$Vulnerabilità = VULN = \frac{SEV + FRE}{2}$$

Di conseguenza si definisce:

$$Affidabilità = A = 1 - VULN = 1 - \frac{SEV + FRE}{2}$$

Se *A* assume valori molto vicini all'unità significa che l'utenza considerata può assorbire abbastanza bene gli effetti derivanti da deficienze idriche per eventi siccitosi, mentre, se *A* assume valori molto bassi, significa che l'utenza è soggetta ad una grave diminuzione della dotazione idrica durante le siccità.

4 APPLICAZIONE DEL CRITERIO DI VALUTAZIONE ESPLORATIVA DI AFFIDABILITA' (CLAPS-SILEO)

Il criterio di valutazione esplorativa proposto da Claps-Sileo è stato applicato ai sistemi acquedottistici presenti nel comprensorio montano della Valle Sessera.

Gli schemi acquedottistici, ricostruiti e descritti, si presentano molto semplici dal punto di vista funzionale e strutturale, isolati tra loro e senza connessioni. Questa situazione rappresenta tipicamente una realtà montana dove si è in presenza di tanti sistemi frammentati e sparsi sul territorio, che rendono necessario fare alcune importanti considerazioni al fine di applicare un criterio, come quello descritto, che invece parte dal presupposto di studiare schemi d'adduzione complessi, caratterizzati anche da diverse connessioni con altri schemi acquedottistici.

In questa prima fase si valutano i livelli di servizio nella configurazione attuale, mentre in un secondo tempo si intende proporre un nuovo sistema che permetta di collegare alcuni schemi tra loro in modo da superare almeno in parte questa caratteristica di frammentazione, e per questo nuovo schema saranno valutati i nuovi indici di vulnerabilità.

La prima considerazione che è necessario fare riguarda quali utenze considerare in questo studio. Il problema nasce infatti dall'osservazione che ogni comune è composto da più utenze, più precisamente le singole frazioni comunali, isolate tra loro e alimentate molto spesso da altrettanti schemi indipendenti. Per questo motivo si è semplificato il problema identificando come utenza il singolo comune, cioè accorpando tutti i sistemi presenti sul territorio comunale in un unico schema acquedottistico alimentato dalla somma delle sorgenti sparse, caratterizzato da un valore medio della distanza tra sorgenti e tra serbatoi di testata delle singole utenze e infine con una riserva idrica accumulabile dall'utenza comunale pari alla somma dei volumi di tutti i serbatoi esistenti.

In definitiva le utenze indipendenti sono rappresentate dai comuni di Trivero, Coggiola, Portula, Pray, Caprile, Ailoche, Postua, mentre i comuni di Guardabosone, Crevacuore e Sostegno sono alimentati dall'acquedotto consortile della Fontana Ronda.

L'obiettivo che si vuole raggiungere è un indice di affidabilità che permetta di confrontare tra loro le utenze considerate, al fine di stabilire quali tra queste è più probabile che si trovi in emergenza idrica a causa di una eventuale periodo di siccità.

Inoltre è importante precisare che le caratteristiche geometriche delle reti d'adduzione e le caratteristiche dei serbatoi sono state ricavate dal Catasto delle infrastrutture del servizio idrico della Regione Piemonte, mentre per le sorgenti si sono

ritenute valide le portate medie ottenute dal colloquio con i vari fontanieri dei singoli comuni, in quanto si ritiene che siano i più affidabili tra quelli in possesso. I dati utilizzati, pertanto, non sono molto precisi ma comunque non pregiudicano la classificazione dei comuni che si intende affrontare.

Le dotazioni idriche assegnate ad ogni comune sono state determinate utilizzando i volumi fatturati nell'anno 1996, reperiti per la maggior parte direttamente dalle amministrazioni comunali. I dati mancanti sono stati invece ricavati dal database della Regione Piemonte.

Il motivo che ha costretto ad utilizzare i volumi fatturati risalenti al 1996, e non i volumi fatturati negli ultimi anni, è dovuto alla presenza sul territorio di acquedotti rurali gestiti da consorzi privati, di cui non si conosce nessun altro dato se non quelli raccolti dall'Osservatorio dei Servizi Idrici nel Catasto delle Infrastrutture, durante la ricognizione effettuata nel 1997. Infatti l'indagine svolta sul campo ha interessato soltanto le gestioni comunali e non sono stati coinvolti i numerosi gestori privati in quanto troppo oneroso e non necessario ai fini di questo lavoro.

Ai fini dello svolgimento della trattazione si sono considerate le dotazioni idriche valutate in riferimento alla popolazione residente e fluttuante nel 1996 e al numero di abitanti serviti dai soli acquedotti comunali.

Inoltre, a causa della scarsa attendibilità di alcuni dati riguardanti i volumi fatturati, si è ipotizzato di svolgere l'analisi di vulnerabilità considerando anche una dotazione idrica pari a 250 l/ab/d.

In base a queste considerazioni si sono calcolati i parametri caratteristici delle utenze secondo il criterio Claps-Sileo descritto nel precedente paragrafo, in particolare si è osservato che i parametri *CONS* e *CAR*, per come sono definiti, non possono essere calcolati per le utenze isolate, ma invece sono stati determinati per i comuni di Crevacuore, Guardabosone, Sostegno che sono serviti dall'unico acquedotto consortile presente. Per i comuni sganciati da uno schema principale e indipendenti diventa importante la definizione dei parametri *FONT* e *PERC*, in quanto evidenziano la frammentazione delle fonti e, tra queste, quante sono considerate effimere, cioè meno affidabili e più instabili.

Il parametro *PERC* è condizionato dalla scelta del valore di soglia al di sotto del quale la sorgente è definita effimera, pertanto si è costruita la curva di frequenza cumulata con i dati di portata a disposizione e si sono scelti i valori di frequenza significativi (Figura 12).

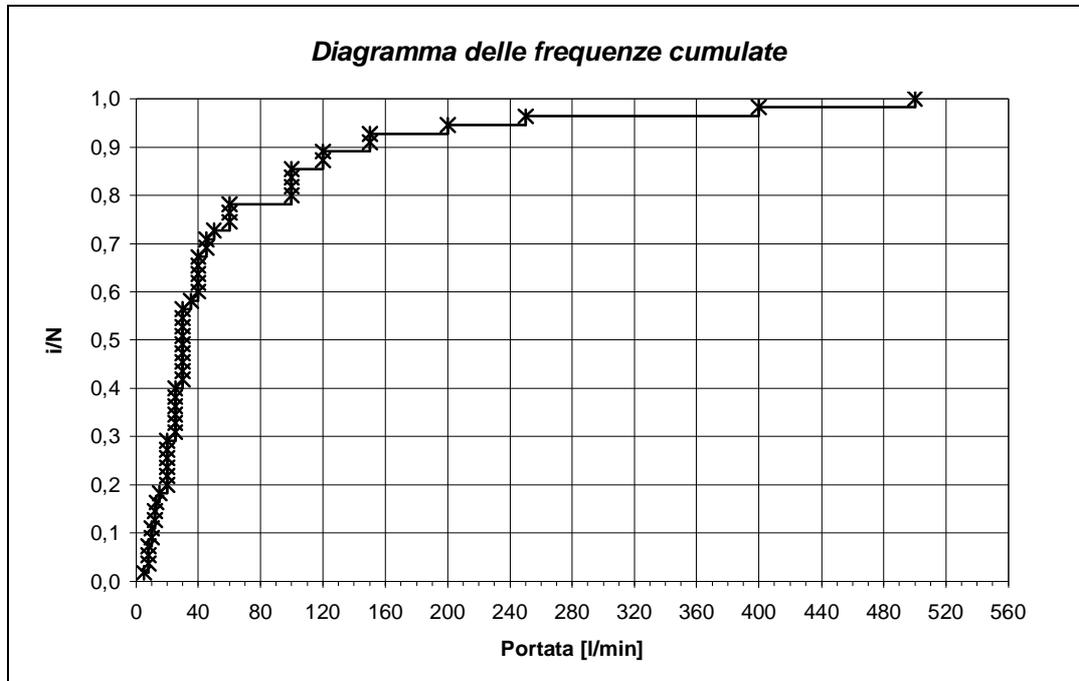


Figura 12 Diagramma delle frequenze cumulate delle portate delle sorgenti.

In base al grafico ottenuto si è scelto di considerare i seguenti valori di soglia, in modo da evidenziare come cambia l'indice di affidabilità variando il valore della portata effimera:

i/N	0,1	0,3	0,50
$Q_{effimera}$ [l/min] =	10	20	30

Il parametro *FONT* è funzione del numero delle sorgenti e delle opere di presa che eventualmente alimentano lo schema idrico del comune. Per semplificare le configurazioni le sorgenti costituite da più punti di captazione sono raggruppate in un'unica sorgente. Ad esempio si hanno spesso almeno due captazioni per sorgente (in alcuni casi si arriva anche a sette), le acque sono poi raccolte in un unico bottino e da qui immesse nello schema. Inoltre è da considerare che i valori di portata ottenuti dai vari fontanieri si riferiscono generalmente al punto di raccolta delle acque relative ad un gruppo di sorgenti e non alla singola captazione.

Per tutte le utenze si è determinato il valore dei parametri *VOL* e *DIST*, ma, per ricavare quest'ultimo, è necessario premettere che, nel criterio proposto da Claps-Sileo, questo parametro non ha validità nel caso di utenze sganciate da uno schema principale. Tuttavia si è deciso di valutare questo parametro anche per le utenze isolate considerando la media delle distanze tra i punti di raccolta delle fonti locali e i relativi serbatoi di accumulo delle varie utenze del comune. Per ricavare il parametro *DIST* si determina il valore massimo di tale distanza media tra i comuni sganciati dallo schema principale. Si ricava così un indice che mette in evidenza quali sono i comuni

più penalizzati dalla distanza tra i serbatoi di testata e le sorgenti, e permette di confrontare tra loro i comuni appartenenti, ad esempio, ad uno stesso bacino idrografico o ad uno stesso ente amministrativo (ad esempio le comunità montane) oppure controllati dal medesimo gestore.

Infine si è tenuto conto della presenza di una stazione di pompaggio, che alimenta quasi completamente il comune di Trivero, attraverso il parametro *SOL*.

I parametri così ottenuti sono stati utilizzati per ricavare un indice di vulnerabilità attraverso le semplici relazioni lineari descritte nel paragrafo precedente.

4.1 Determinazione dei parametri caratteristici

In questa analisi si sono distinti tre casi principali:

- *CASO A* si ipotizza di utilizzare le dotazioni idriche effettive valutate in riferimento ai volumi fatturati (1996);
- *CASO B* si ipotizza una dotazione idrica di riferimento pari a 250 l/ab/d per tutte le utenze;
- *CASO C* si ipotizza di utilizzare le dotazioni idriche valutate in riferimento ai soli abitanti serviti da acquedotti comunali.

4.2 CASO A: Dotazioni idriche effettive (1996)

Tramite i valori dei parametri caratteristici delle utenze ottenuti dal calcolo, sono rappresentate in Figura 13 le classifiche di vulnerabilità ricavate secondo i singoli parametri. Inizialmente è stato determinato il valore del parametro *PERC*, considerando tre casi distinti in funzione del valore limite assegnato alla portata al di sotto della quale la fonte è considerata effimera. Questi valori corrispondono a 10 l/min, 20 l/min, 30 l/min.

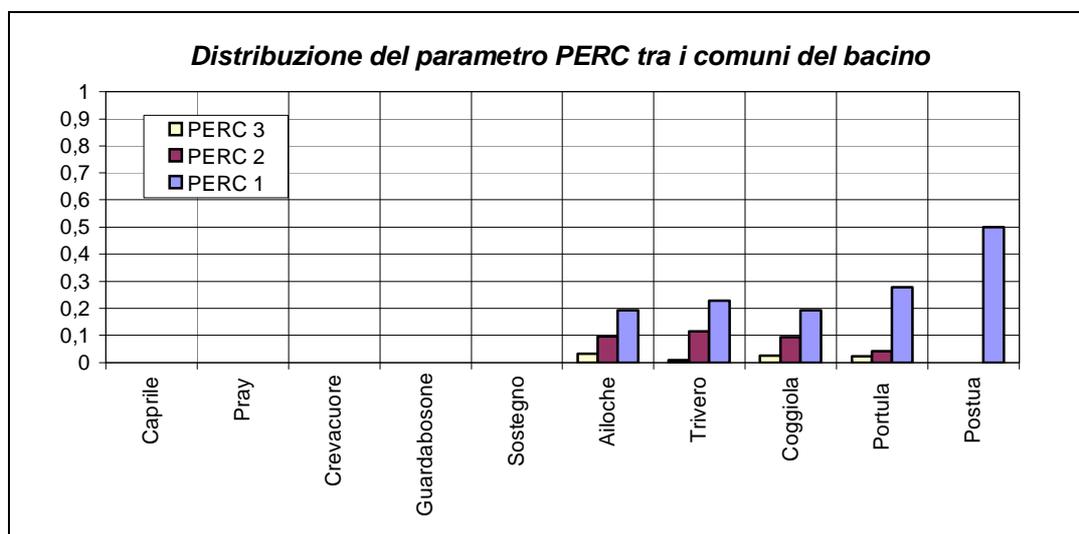


Figura 13 Distribuzione del parametro PERC.

Dal grafico relativo al parametro *PERC* si osserva che nel caso in cui si suppone il valore di soglia pari a 30 l/min tutte le utenze assumono dei valori abbastanza alti tali da modificare l'indice di vulnerabilità finale, a differenza di quanto avviene con valori di soglia più bassi.

Si procede, a questo punto, determinando i valori del parametro *FONT*, rappresentato in figura 14. Il grafico mette in evidenza come la maggior parte delle utenze sia servita da più di una fonte di alimentazione.

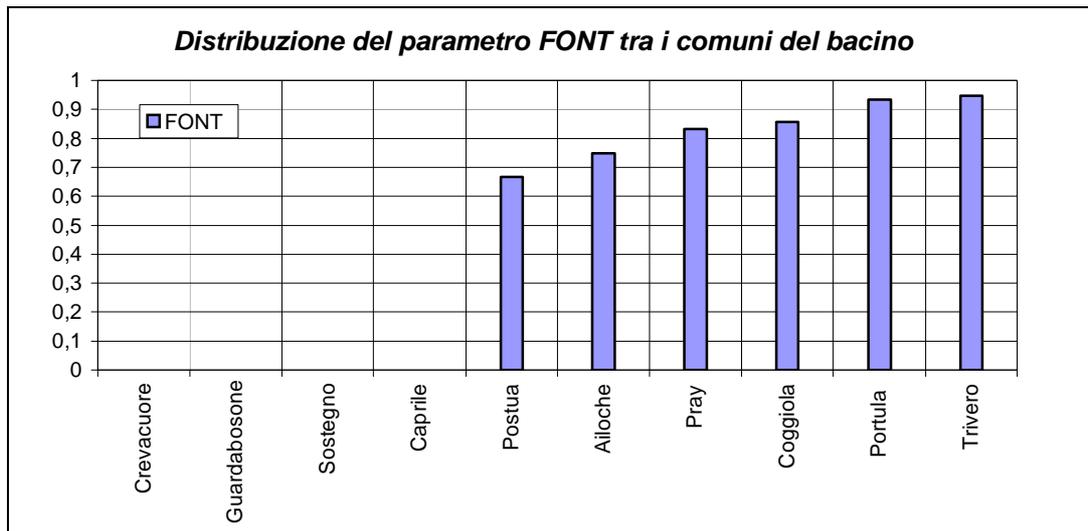


Figura 14 Distribuzione del parametro FONT.

Osservando contemporaneamente i valori dei parametri *PERC* e *FONT*, si nota che i comuni di Trivero e Portula sono quelli alimentati da più fonti locali e con una percentuale più alta di fonti effimere. Infatti sono i comuni con il più alto numero di acquedotti privati e, di conseguenza, con il sistema idrico più frammentato e pertanto più vulnerabile.

Per la determinazione della severità di fallanza (*SEV*) si tiene conto anche dei valori dei parametri *CONS* e *CAR* per il solo acquedotto consortile. Il comune di Crevacuore assume i valori più alti per entrambi i parametri poiché questi sono funzione della dotazione idrica. La classifica dei comuni determinata in base a questi parametri è riportata nella trattazione del caso B.

Nella figura 15 è rappresentata la classifica di vulnerabilità delle utenze nei confronti del parametro *SEV*.

Dall'analisi dei risultati si osserva che il comune più vulnerabile risulta essere Crevacuore. Le utenze con il valore del parametro *PERC* costante sono caratterizzate dallo stesso valore del parametro *SEV*. Da questi parametri si deduce che la severità di fallanza aumenta all'aumentare della soglia imposta per la definizione della portata effimera. E' necessario notare che il comune di Caprile, per come il criterio è

formulato, presenta il massimo grado di affidabilità nei riguardi della severità di fallanza. Infatti il comune è alimentato da un'unica fonte caratterizzata da un valore medio di portata superiore al valore imposto di soglia delle fonti effimere.

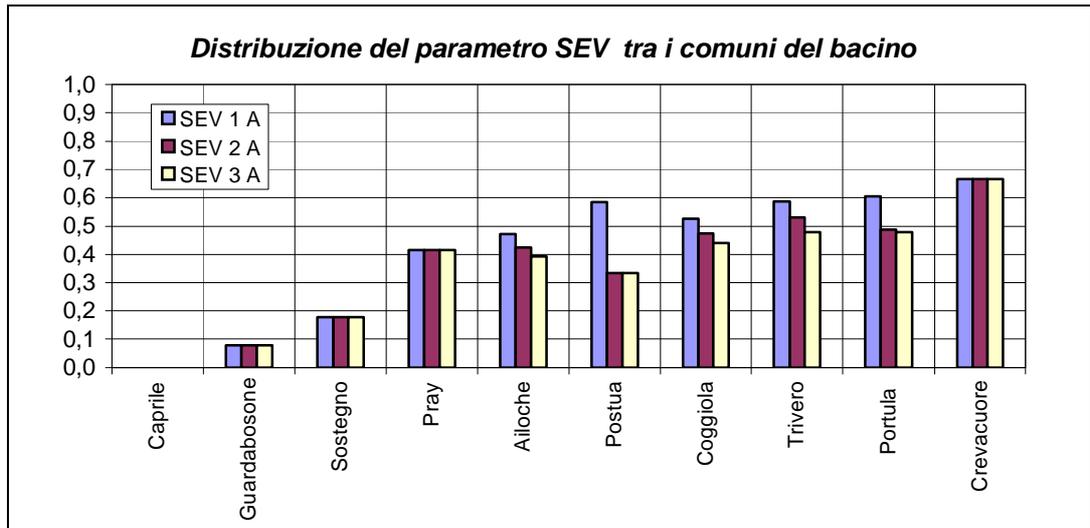


Figura 15 Distribuzione del parametro SEV (Caso A).

A questo punto si determinano i parametri che definiscono la frequenza di fallanza (*FRE*).

Il parametro *VOL* è per quasi tutte le utenze pari al valore 0, e questo è dovuto al fatto che la riserva idrica accumulabile da ogni utenza, cioè la somma dei volumi dei serbatoi, è maggiore della dotazione volumetrica giornaliera.

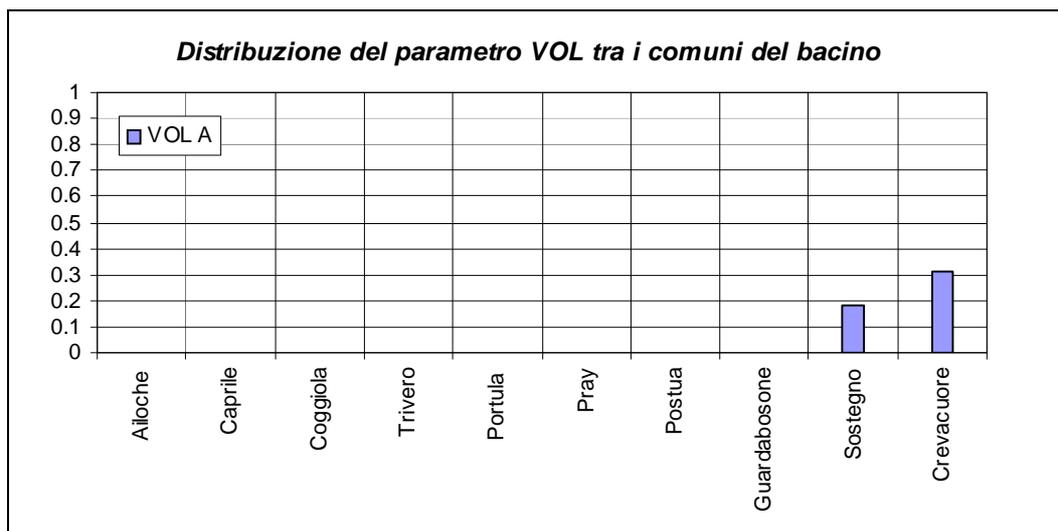


Figura 16 Distribuzione del parametro VOL.

I comuni penalizzati da questo parametro sono quelli collegati all'acquedotto consortile della Fontana Ronda. Il comune di Trivero invece è quello con la riserva idrica maggiore in quanto contribuisce anche tutti i serbatoi dei numerosi acquedotti privati.

Nella figura 16 è riportata la classifica di vulnerabilità delle utenze in funzione del parametro *VOL*.

Il parametro *SOL* tiene conto della presenza di eventuali stazioni di pompaggio e interessa soltanto il comune di Trivero. Il valore di questo parametro è circa 0,5, questo significa che circa metà della portata richiesta dagli utenti del comune di Trivero è fornita dall'impianto di pompaggio.

La rappresentazione dell'andamento del parametro *DIST* tra le utenze mette in evidenza che il comune di Sostegno è quella più penalizzata. Infatti è l'utenza caratterizzata da una distanza maggiore tra serbatoio e fonti di alimentazione.

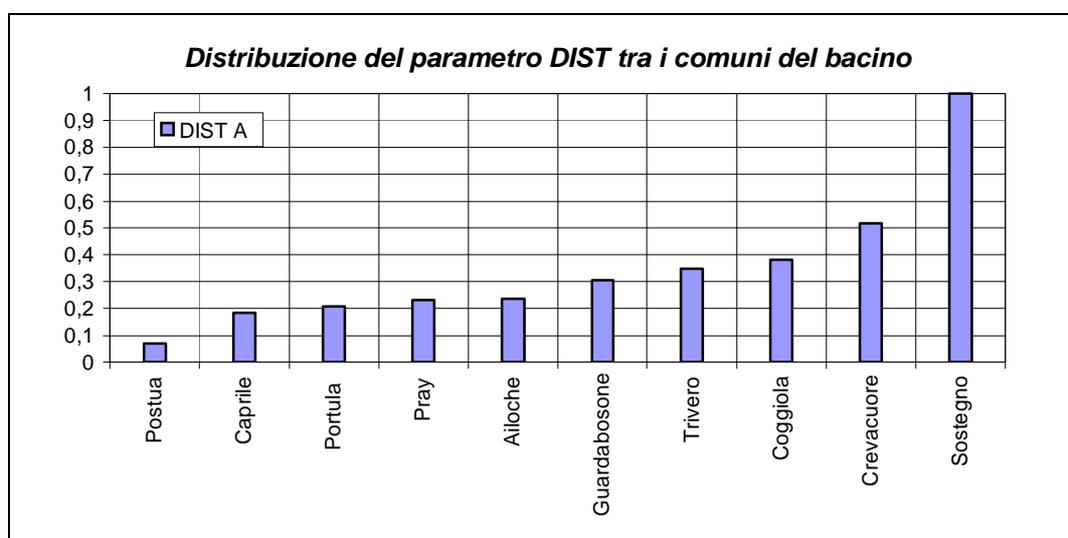


Figura 17 Distribuzione del parametro DIST.

In definitiva l'andamento del parametro *FRE*, riportato in figura 17, è abbastanza regolare e crescente. Infatti la classifica delle utenze nella parte dei valori più bassi è composta dai comuni che sono caratterizzati da una distanza minore dal punto di raccolta delle acque sorgentizi e dispongono di una buona riserva idrica, mentre nella parte dei valori più alti sono presenti i comuni più lontani e con volumi dei serbatoi minori della dotazione volumetrica.

I comuni di Crevacuore e Sostegno sono quelli caratterizzati da valori più alti del parametro *FRE*.

A questo punto si sono determinati tutti i parametri necessari per definire l'indice di vulnerabilità intrinseca di ogni utenza, rappresentato graficamente nella figura 18.

L'andamento della vulnerabilità dimostra che anche cambiando il valore del parametro *PERC* la classifica finale delle utenze non subisce molte variazioni.

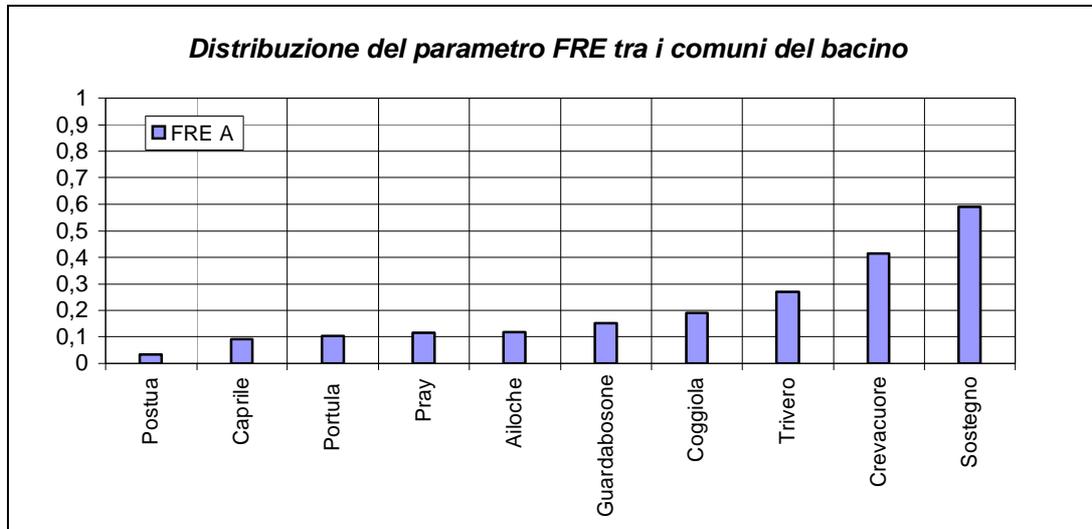


Figura 18 Distribuzione del parametro FRE (Caso A).

I risultati ricavati hanno dei riscontri significativi con le situazioni descritte dai vari tecnici comunali. Infatti durante la crisi idrica causata dalla siccità che si è verificata nell'estate del 2003, i comuni che in cui si sono avuti i maggiori disservizi sono stati proprio Trivero e Crevacuore, mentre il comune che ha riferito di non aver subito gravi disagi è stato proprio Caprile.

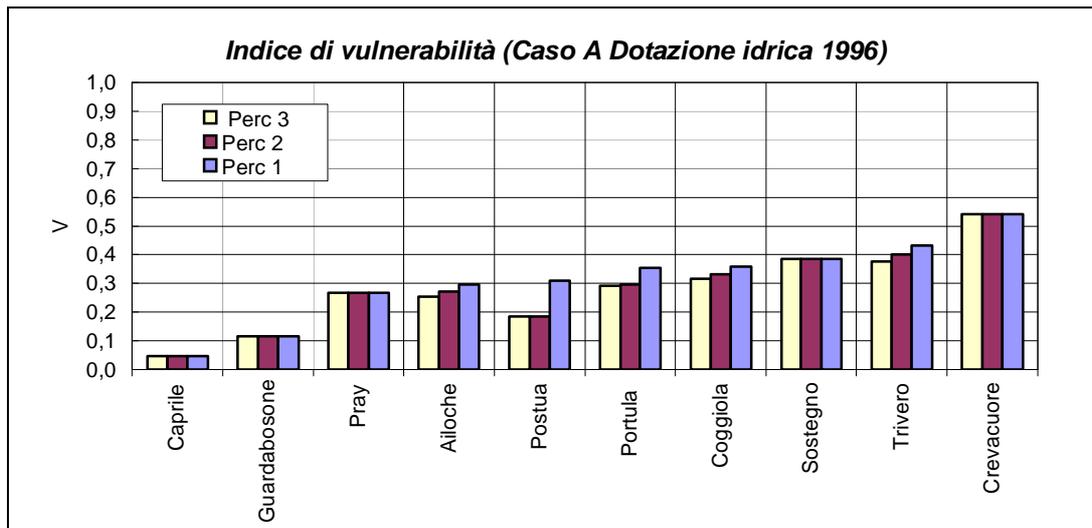


Figura 19 Indice di vulnerabilità (Caso A).

4.3 CASO B: Dotazione idrica di 250 l/ab/d

In questo caso si è ipotizzato di considerare una dotazione idrica di riferimento pari a 250 l/ab/d. Innanzitutto si osserva che i valori dei parametri *PERC* e *FONT*, non dipendenti dalla dotazione, sono invariati rispetto al caso precedente. Tra i parametri che definiscono la variabile *SEV* subiscono pertanto delle variazioni soltanto i

parametri *CONS* e *CAR*, che si ricorda sono valutati soltanto per i tre comuni serviti dall'acquedotto consortile della Fontana Ronda.

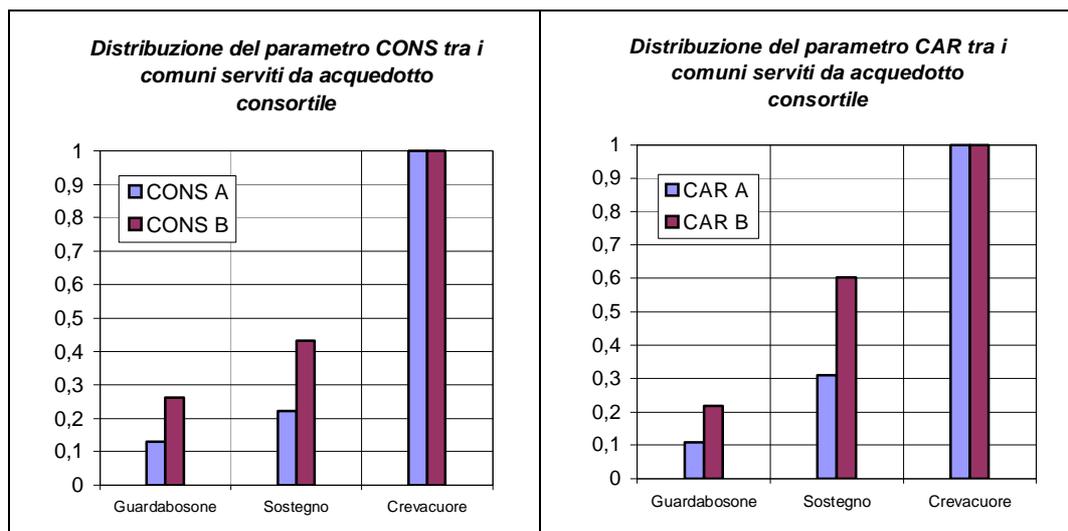


Figura 20 Distribuzione dei parametri CONS e CAR (Caso A e B).

I valori del parametro *SEV*, in questo caso, non subiscono grandi variazioni, infatti come detto cambiano solo alcuni valori dei parametri *CONS* e *CAR*, poiché legati alla dotazione idrica.

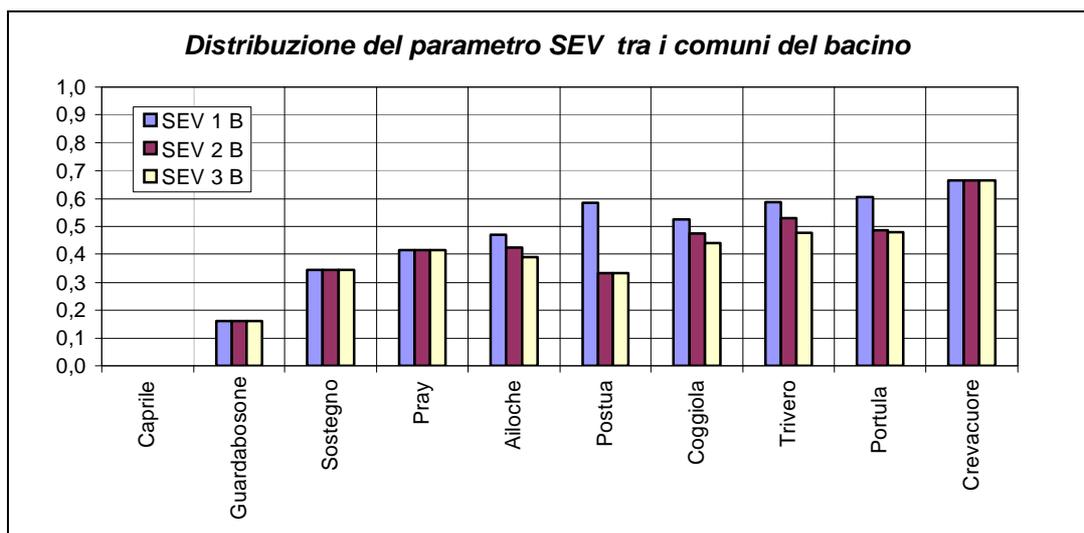


Figura 21 Distribuzione del parametro SEV (Caso B).

Per quanto riguarda la definizione della frequenza di fallanza, rispetto al caso precedente, varia il valore del parametro *VOL*, in quanto è più penalizzante per quelle utenze in cui la nuova dotazione volumetrica è inferiore alla riserva idrica accumulabile.

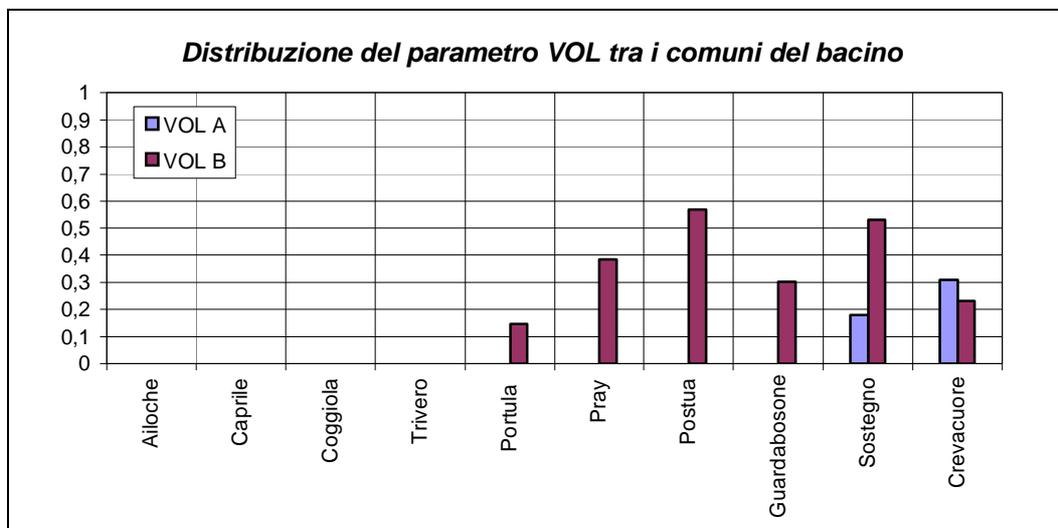


Figura 22 Distribuzione del parametro VOL (Caso A e B).

Nella figura 22 è riportata la distribuzione del parametro *VOL* sia nel caso A che nel caso B. I risultati evidenziano come per quasi tutte le utenze il *VOL* sia aumentato, mentre viceversa per il comune di Crevacuore diminuisce, in quanto nel caso A la dotazione idrica era maggiore di 250 l/ab/d, per cui è diminuita la dotazione volumetrica giornaliera.

I parametri *SOL* e *DIST* restano invariati rispetto al caso precedente, e di conseguenza si ottiene la classifica di vulnerabilità delle utenze nei confronti della frequenza di fallanza rappresentata in figura 23.

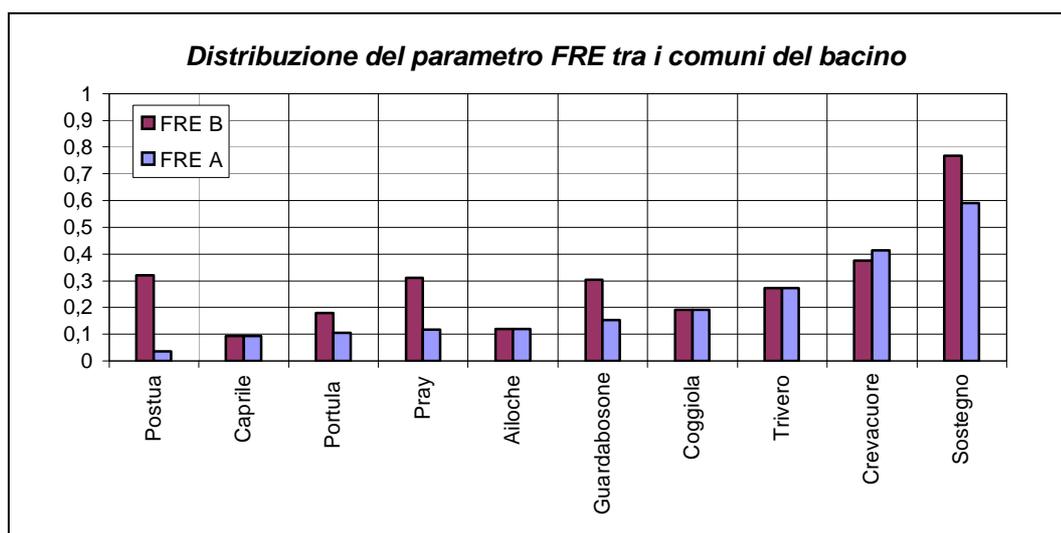


Figura 23 Distribuzione del parametro FRE (Caso A e B).

Il parametro *FRE* rimane invariato quando il parametro *VOL* è costante tra il caso A e B. Si nota dal grafico che in questo caso sono più penalizzati i comuni di Postua,

Pray e Gurdabosone rispetto al precedente. Invece come già sottolineato il parametro *FRE* diminuisce soltanto per il comune di Crevacuore.

A questo punto si determina l'indice di vulnerabilità intrinseca delle utenze e il risultato ottenuto è riportato nella figura 24.

Anche in questo caso si può notare che una variazione del parametro *PERC* non implica delle variazioni notevoli nella classifica di vulnerabilità delle utenze. I comuni più vulnerabili, nel caso di una dotazione idrica maggiore, sono Crevacuore e Sostegno, al contrario il più affidabile risulta essere il comune di Caprile.

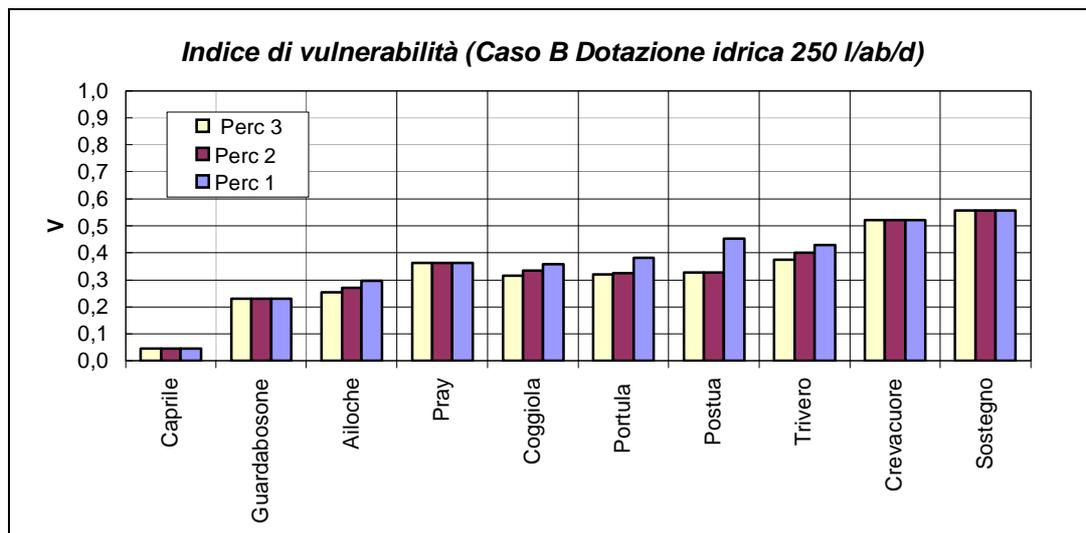


Figura 24 Indice di vulnerabilità (Caso B).

4.4 CASO C: Dotazione idrica riferita ai soli utenti serviti da acquedotto comunale

In questo caso si utilizza la dotazione idrica calcolata in base ai volume fatturati dai soli acquedotti comunali nel 1996, e si stima il numero di abitanti serviti attraverso la semplice proporzione:

$$N^{\circ}_{ab(Comunale)} = N^{\circ}_{ab(Totali)} \cdot \frac{Q_{comunale}}{Q_{totale}}$$

Essendo il comune di Portula servito per il 90% da acquedotti privati, soltanto 75 utenti sono serviti dall'unico acquedotto comunale esistente e pertanto si è ritenuto di non considerare questa utenza nel calcolo.

Nel calcolo dei parametri *PERC* e *FONT* non si sono tenute in conto le sorgenti private, pertanto i valori di questi parametri sono soggetti a variazioni rispetto ai casi precedenti esaminati. In particolare nel caso *PERC₁* al comune di Postua è assegnato un valore pari a 1, poiché è alimentato da una sola fonte e anche effimera. Si riporta nella figura 25 l'andamento, per i comuni caratterizzati dalla presenza di acquedotti

privati, dei parametri *FONT* e *PERC* nel caso C messi a confronto con i valori assunti nei casi precedenti.

Per il parametro *PERC* si considera il caso più sfavorevole, rappresentato dal valore più alto della soglia al di sotto della quale la fonte è considerata effimera.

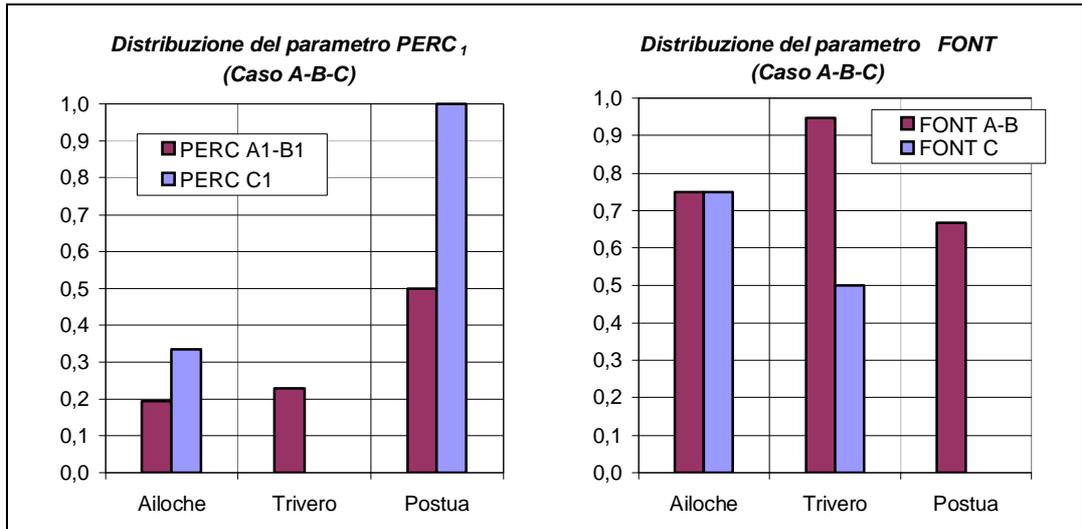


Figura 25 Parametri FONT e PERC1 (Caso A-B-C).

Nella figura 26 è rappresentata la distribuzione del parametro *SEV* in tutti i casi studiati, in riferimento solamente alla variabile *PERC* che maggiormente penalizza le utenze (*PERC₁*).

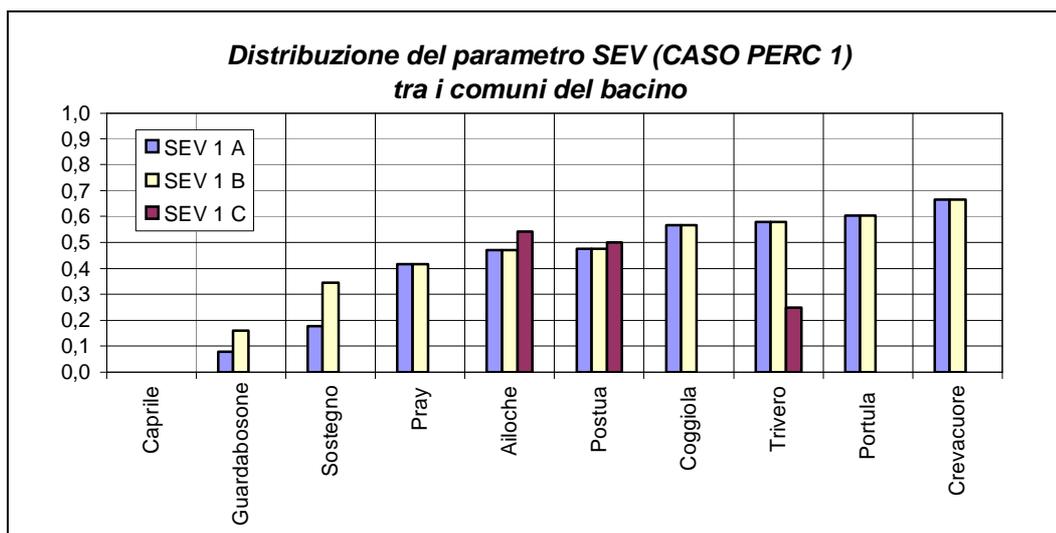


Figura 26 Distribuzione del parametro SEV (Caso A B C).

Rispetto ai casi precedenti il comune di Trivero è quello che dimostra maggiore affidabilità, in quanto è fortemente penalizzato dalla presenza di tanti piccoli acquedotti privati, che rendono il sistema molto frammentato.

Per il calcolo del parametro *FRE* non cambiano i valori del parametro *DIST* mentre il *VOL* è sempre nullo. Da notare che senza il contributo delle sorgenti private

il comune di Trivero è maggiormente dipendente dalla stazione di sollevamento, per cui il valore del parametro *SOL* passa da 0,5 a 0,7.

Per questo motivo il valore di *FRE*, nel caso C, aumenta per il comune di Trivero mentre rimane invariato rispetto al caso A per le altre utenze. La figura 27 mostra l'andamento del parametro *FRE* in tutti i casi studiati.

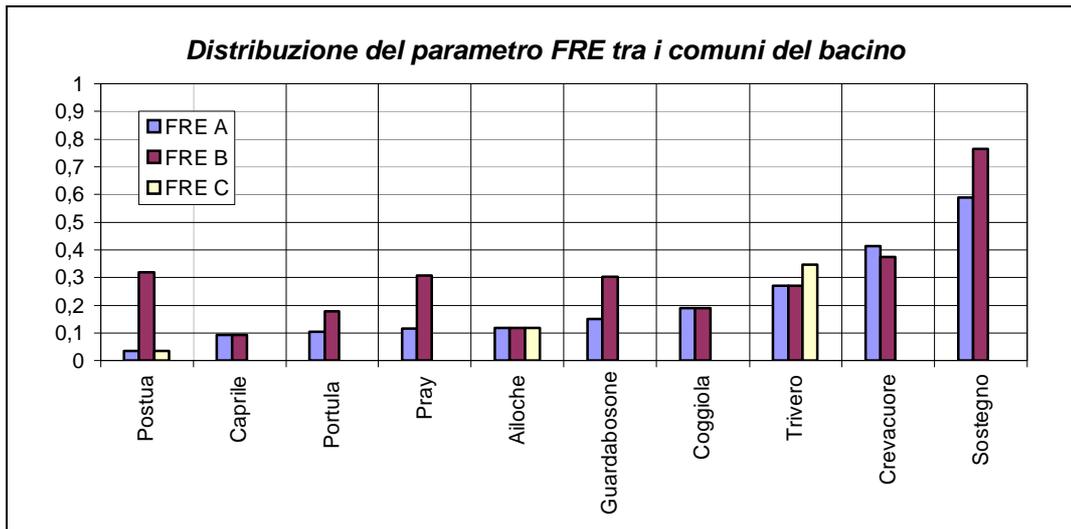


Figura 27 Distribuzione del parametro FRE (Caso A B C).

La classifica di vulnerabilità ottenuta considerando le utenze alimentate solo da acquedotti comunali dimostra che il comune di Trivero e Postua sono più vulnerabili a causa dei numerosi acquedotti privati, mentre l'acquedotto comunale di Ailloche è più vulnerabile senza il contributo dell'acquedotto privato. Infatti parlando direttamente con il sindaco di Ailloche era emersa la problematica della dipendenza della fornitura idrica dall'acquedotto gestito privatamente.

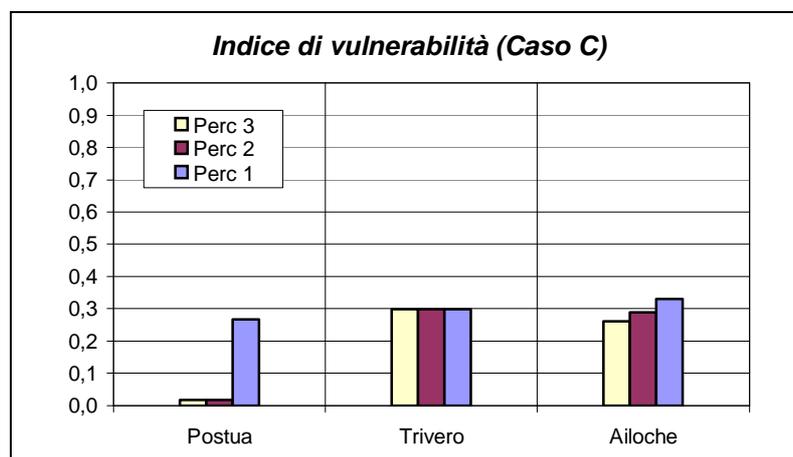


Figura 28 Indice di vulnerabilità (Caso C).

Nella figura 28 è riportato l'indice di vulnerabilità nel caso C considerando solo le utenze a cui è stato applicato il calcolo. Per il confronto con i casi precedenti si rimanda al paragrafo successivo.

4.5 Commento dei risultati

I tre casi studiati nel paragrafo precedente permettono di evidenziare alcune importanti caratteristiche. Soprattutto si vuole mettere in evidenza come cambiano le classifiche finali in base alle ipotesi di partenza.

Nella figura 29 sono rappresentati gli indici di vulnerabilità delle utenze in riferimento al caso più sfavorevole del valore $PERC_1$, calcolato in funzione a un valore di soglia ipotizzata in 30 l/min.

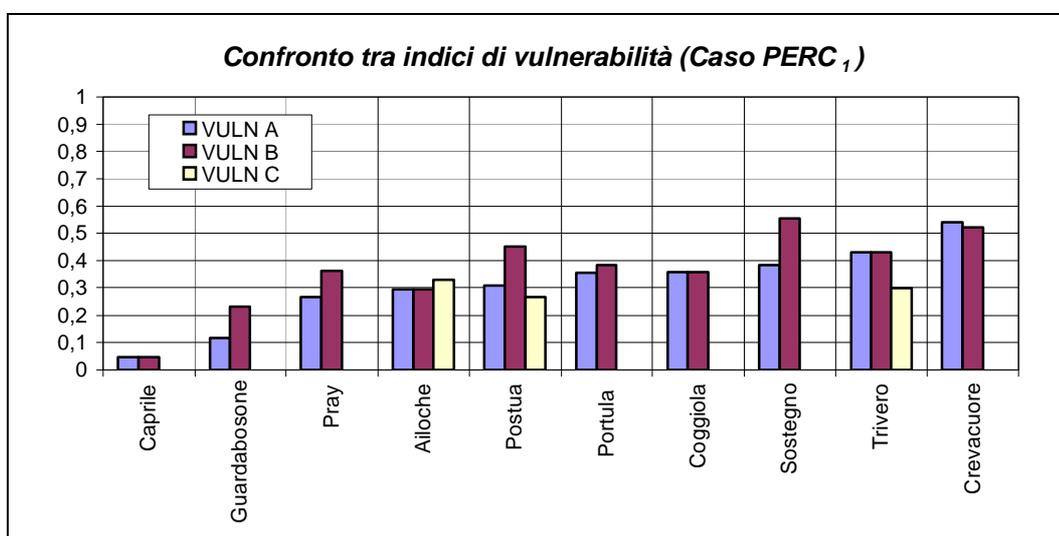


Figura 29 Confronto tra indici di vulnerabilità (Caso A B C).

Si è scelto di riportare il caso caratterizzato dal valore $PERC_1$ in quanto le differenze riscontrate tra i vari casi di studio sono comunque molto sottili e in pratica la classifica di vulnerabilità delle utenze non varia in modo sostanziale.

In definitiva il risultato ottenuto evidenzia che i comuni più vulnerabili in caso di carenze idriche, rotture o riduzioni di funzionalità in genere, con indici maggiori di 0,4, sono rappresentati dai comuni di Sostegno, Crevacuore e Trivero. Quest'ultimo penalizzato dai molti acquedotti privati e dalla dipendenza della fornitura dalla stazione di pompaggio. I comuni di Sostegno e Crevacuore sono serviti dall'acquedotto consortile della Fontana Ronda e rispetto al comune di Guardabosone, anch'esso servito dallo stesso acquedotto, sono decisamente più vulnerabili, a causa della quota e dei volumi dei serbatoi, della distanza dalle fonti e delle dimensioni maggiori del centro abitato.

I comuni più affidabili sono rappresentati da Caprile e Guardabosone con valori d'indice inferiori a 0,2. Questi ultimi, infatti, sono i centri più piccoli e meno colpiti da disservizi in caso di periodi di emergenze idriche. I restanti comuni presentano indici di vulnerabilità intermedi tra 0,2 e 0,4 e non si possono comunque ritenere al sicuro da rischi di disservizi nei confronti delle utenze.

Da notare inoltre che la vulnerabilità del comune di Trivero diminuisce non considerando la presenza degli acquedotti gestiti dai piccoli consorzi privati, si passa infatti da un valore superiore a 0,4 al valore 0,3.

A questo punto è necessario valutare la vulnerabilità idrologica delle fonti di alimentazione, al fine di ricavare un indice di vulnerabilità complessivo che tenga conto sia di quanto ottenuto in questa analisi sia delle caratteristiche idrologiche delle fonti.

5 VULNERABILITA' IDROLOGICA DELLE FONTI IDROPOTABILI

5.1 Presentazione dei dati

In questo capitolo si intende valutare il rischio idrologico relativo alle fonti di alimentazione dei sistemi acquedottistici della Valle Sessera, formulando una stima dei valori minimi caratteristici.

La conoscenza del regime delle magre dei corsi d'acqua è importante per la produzione di energia idroelettrica e per la valutazione dei volumi derivabili da opere di presa superficiali destinati all'approvvigionamento idrico per usi civili o industriali. E' importante anche per la conservazione della qualità delle acque, che dipende in gran parte dal grado di diluizione degli scarichi inquinanti.

La difficoltà di far fronte alla crescente richiesta d'acqua impone di studiare il problema delle magre adottando criteri razionali e oggettivi, così da fornire ai pianificatori e ai progettisti un quadro della situazione in termini quantitativi.

Nell'ambito di questo studio sarebbe necessario analizzare le portate di magra delle numerose sorgenti presenti sul territorio, ma la completa assenza di dati idrologici relativi alle fonti non permette di applicare questo approccio.

Infatti, come già scritto in precedenza, dall'indagine svolta sul territorio con la collaborazione delle amministrazioni comunali, è stato possibile reperire soltanto un valore indicativo della portata media di magra delle sorgenti e delle derivazioni ad uso civile, in quanto non esistono fonti monitorate nel tempo. Inoltre per alcune sorgenti, soprattutto per quelle gestite da enti privati, non è stato possibile reperire nemmeno un valore indicativo della portata minima.

A causa di questa scarsità di dati si è scelto di studiare gli apporti minimi relativi all'invaso delle Mischie sul torrente Sessera, per poi estendere i risultati alle fonti di approvvigionamento idrico presenti nel bacino idrografico.

Ai fini di questo studio sono state utilizzate le letture dei livelli d'invaso rilevati quotidianamente dal 1 Gennaio 1972 al 31 Dicembre 2002. Inoltre, per il fatto che la diga sul Sessera è utilizzata esclusivamente per la produzione di energia elettrica, sono stati impiegati anche i dati forniti dalla società "Sistemi per l'Energia S.p.a", che riguardano le produzioni elettriche della centrale Piancone, espresse in kWh, registrate quotidianamente dal 1 gennaio 1988 al 31 dicembre 1996 e dal 1 gennaio 2002 al 31 dicembre 2002, mentre per il periodo dal 1972 al 1985 e per gli anni 1997, 1998, 2000, 2001 sono state reperite le produzioni elettriche mensili.

Inoltre il "Consorzio Ovest Sesia Baraggia" a messo a disposizione i volumi derivati quotidianamente, registrati dal 1 Agosto 2001 al 28 Agosto 2003, dalla presa superficiale sul torrente Strona in località Postua. Questa derivazione è molto

importante poiché alimenta l'acquedotto consortile che serve molti comuni all'esterno del bacino idrografico del Sessera. I dati disponibili sono elencati nell'Allegato 3.

Infine è stato possibile recuperare presso la ditta "Termica e Idraulica Galizzi G." alcune misure di portata, per gli anni dal 1998 al 2003, relative alle sorgenti che alimentano l'acquedotto consortile della Fontana Ronda.

Nella figura 30 è rappresentato il grafico della serie di dati disponibili per quanto riguarda l'invaso e la centrale idroelettrica.

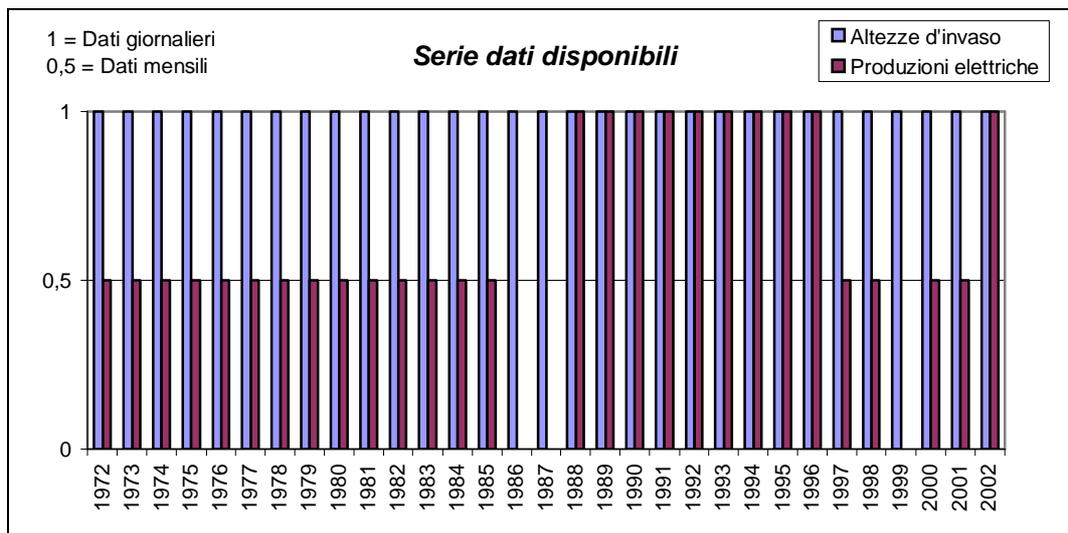


Figura 30 Grafico della serie di dati disponibili.

5.2 Analisi dei dati

La prima fase del lavoro è consistita nella determinazione degli apporti che alimentano l'invaso del Sessera, utilizzando i dati relativi alle quote d'invaso e alle produzioni di energia elettrica.

Dopo aver definito gli apporti si è scelto di analizzare la variabile "minimo annuo della portata media mensile" utilizzando alcune distribuzioni di probabilità, come meglio si vedrà in seguito.

5.2.1 Elaborazione dei dati relativi alla centrale idroelettrica "Piancone"

I dati relativi alla produzione di energia elettrica forniti dalla società "Sistemi di Energia S.p.a" sono stati utilizzati per ricavare le portate turbinate dalla centrale. L'impianto è costituito da due centrali denominate Piancone 1 e Piancone 2, la centrale 1 è la più produttiva mentre la centrale 2 è situata più a valle ed è poco utilizzata. Per l'elaborazione sono state riportate le letture del contatore di produzione totale e le letture di produzione della singola centrale 2. Per ricavare il valore netto di

produzione della prima centrale si deve fare la differenza tra queste produzioni espresse in kWh.

E' necessario sottolineare che per il periodo dal 1988 al 1996 e per l'anno 2002, si sono caricate su supporto informatico le letture giornaliere di entrambi i contatori per effettuare un'analisi, mentre per il periodo dal 1972 al 1985 e per anni 1997, 1998, 2000, 2001 si sono riportati solo i valori delle produzioni nette mensili.

Per quanto riguarda i dati relativi agli anni mancanti (1986, 1987, 1999) si è scelto di utilizzare la media delle portate mensili riferita al periodo disponibile di 27 anni, poiché è già stato dimostrato, nello studio sopra citato, che non esiste una correlazione tra l'altezza d'invaso media mensile e la portata prelevata per scopi elettrici, in quanto i risultati ottenuti erano così dispersi da rendere inaffidabile la ricerca di un'equazione che approssimasse il legame tra la quota d'invaso e portata prelevata. A questo punto nota la produzione elettrica espressa in kWh, per risalire ai volumi derivati mensilmente, e di conseguenza alla portata turbinata media mensile, si utilizza un coefficiente d'utilizzo pari a $0,59 \text{ kWh/m}^3$.

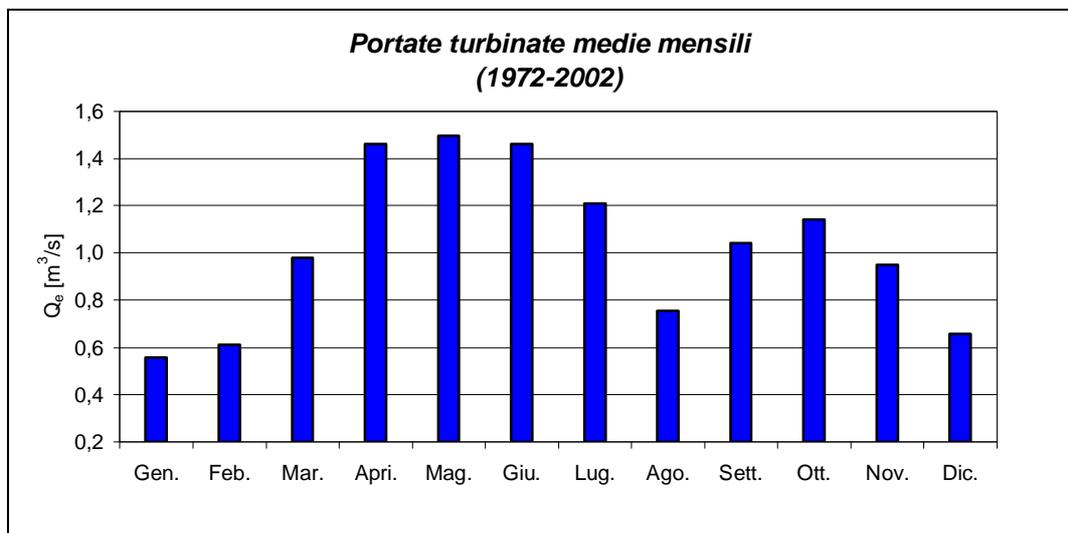


Figura 31 Grafico della portata turbinata media mensile.

5.2.2 Legame tra i livelli d'invaso e i volumi contenuti nel bacino

I dati relativi all'altezza d'invaso giornaliera sono stati utilizzati per calcolare il volume d'acqua presente nell'invaso e, per questo obiettivo, si è impiegata la curva dei volumi d'invaso che il volume d'acqua contenuto nell'invaso in funzione della quota idrica nel lago.

Questa curva è stata ricostruita per via analitica a partire dalla tabella disponibile in diga.

A tal fine si è utilizzata una relazione polinomiale di quarto grado che lega in maniera biunivoca la lettura del livello, espresso in metri, con il volume d'acqua, espresso in m³:

$$V(h) = 2,87 \cdot 10^{-1} X^4 - 1,01 \cdot 10^3 X^3 + 1,33 \cdot 10^6 X^2 - 7,78 \cdot 10^8 X + 1,71 \cdot 10^{11} \quad (1)$$

$$R^2 = 1$$

Nella figura 32 è rappresentata la curva dei volumi d'invaso ottenuta.

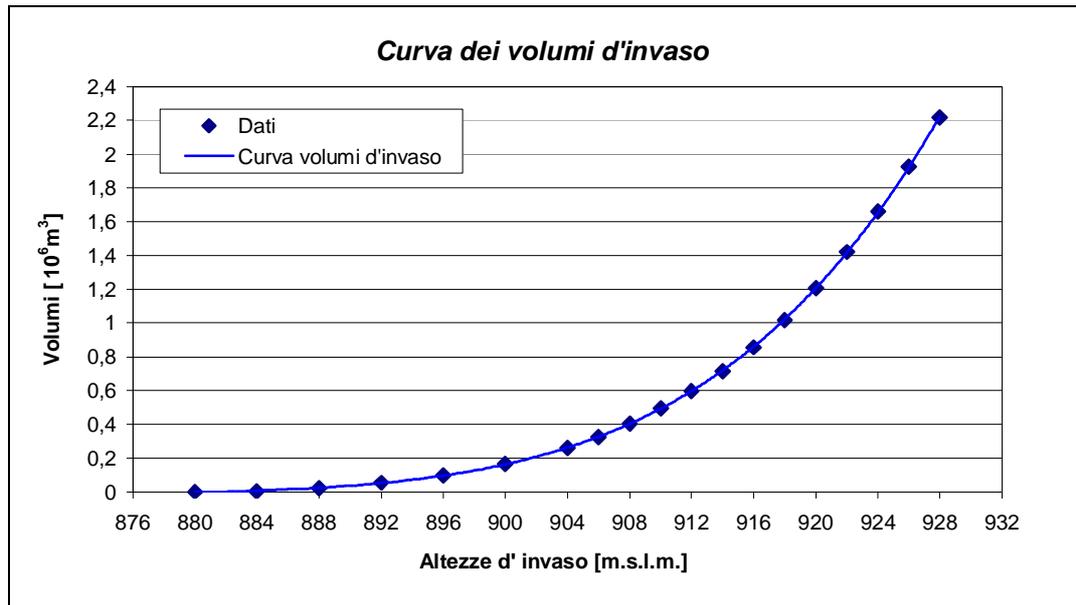


Figura 32 Grafico della curva dei volumi d'invaso.

Un aspetto importante da evidenziare è che gli scarichi di superficie di questo invaso sono costituiti da uno sfioratore a soglia libera situato al centro del corpo diga, con ciglio sfiorante a quota 924,20 m s.l.m. Vi sono inoltre due luci supplementari in sponda destra, larghe 5 m ciascuna, munite di paratoie piane sormontate da ventole automatiche, con soglia fissa a quota 921 m s.l.m. e ciglio superiore delle ventole a quota 924 m s.l.m.

La caratteristica principale delle paratoie a ventola è il meccanismo impiegato per il suo movimento automatico, poiché è comandata direttamente dal livello dell'acqua nel bacino mediante la spinta idrostatica che si esercita sulla superficie di ritenuta. L'equilibrio del sistema è garantito da un sistema di contrappesi tale mantenere la paratoia chiusa fino a che il livello del bacino non supera un determinato valore massimo di progetto, superato il quale prevale la spinta idrostatica e la paratoia si abbatte. Nella posizione di massimo abbattimento la paratoia assume posizione orizzontale liberando completamente la sezione di scarico,

invece, in posizione di massima ritenuta, la paratoia risulta inclinata verso valle di circa 30° rispetto alla verticale.

Il risultato del funzionamento automatico della paratoia è che nei mesi in cui gli apporti sono molto abbondanti la quota del livello rimane costante a 924 m s.l.m., quota relativa al ciglio superiore delle ventole automatiche, ed è evidente che un certo volume d'acqua, di cui non si conosce l'entità, è stato scaricato in alveo.

Questo tipo di considerazione determinerebbe problemi nel caso di valutazioni di portate di piena, ma, poiché lo scopo di questa indagine è rivolta alle portate siccitose, si può affermare con sicurezza che per livelli d'invaso a quote inferiori di 924 m s.l.m. il bilancio idrico relativo all'invaso, di cui si parlerà in seguito, può calcolarsi correttamente.

Per evidenziare il problema si è rappresentata la serie dei dati disponibili dal 1972 al 2002 riportando il numero di giorni al mese in cui la quota d'invaso è maggiore di 924 m s.l.m.

Nella figura 33 si riporta un grafico di esempio.

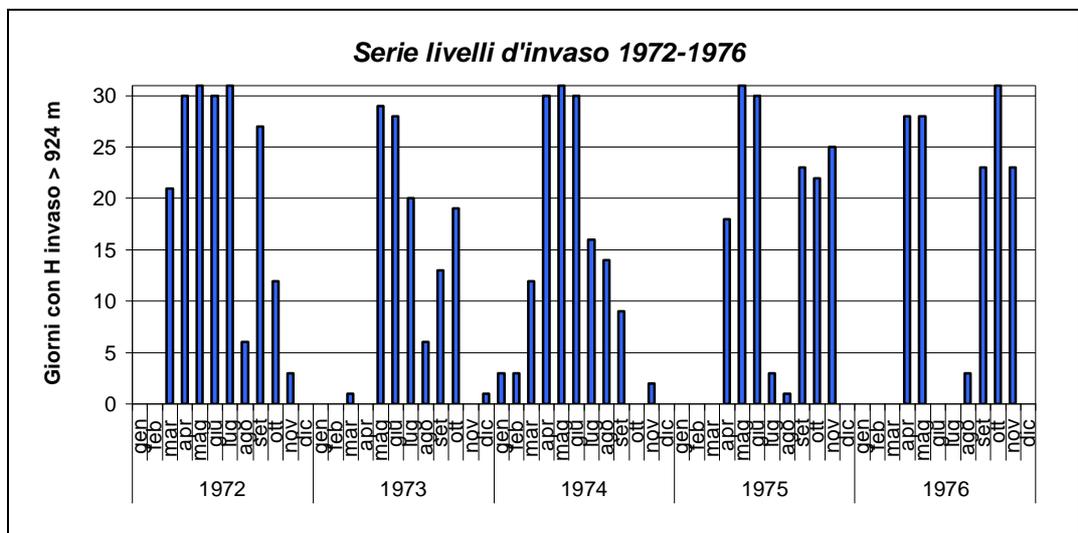


Figura 33 Serie livelli d'invaso 1972-1976.

A questo punto, noto il volume d'acqua quotidianamente contenuto nell'invaso determinato tramite la relazione (1), si ricava facilmente il valore medio mensile DV_m delle differenze di volume giornaliere $DVg = V_{i+1} - V_i$, e di conseguenza è noto anche il valore medio mensile DQ_m delle differenze di portate medie giornaliere associate alle variazioni di volume.

5.2.3 Bilancio dei volumi dell'invaso del Sessera

Il bilancio dei volumi relativo all'invaso del Sessera si ottiene applicando la seguente equazione di continuità:

$$\Delta V_m = V_{in} - V_{out}$$

dove il termine ΔV_m è il valor medio mensile della variazione di volume giornaliera, mentre il termine V_{out} rappresenta il volume mensile uscente dal bacino e si ottiene dalla somma dei termini:

$$V_{OUT} = V_{el} + V_{DMV}$$

Il volume d'acqua mensilmente prelevato a scopi idroelettrici (V_{el}) è noto, mentre si è ipotizzata una portata rilasciata in alveo (Deflusso Minimo Vitale) pari a $0,045 \text{ m}^3/\text{s}$.

Si determina così il volume che mensilmente alimenta l'invaso attraverso la semplice relazione:

$$V_{in} = \Delta V_m + V_{DMV} + V_{el}$$

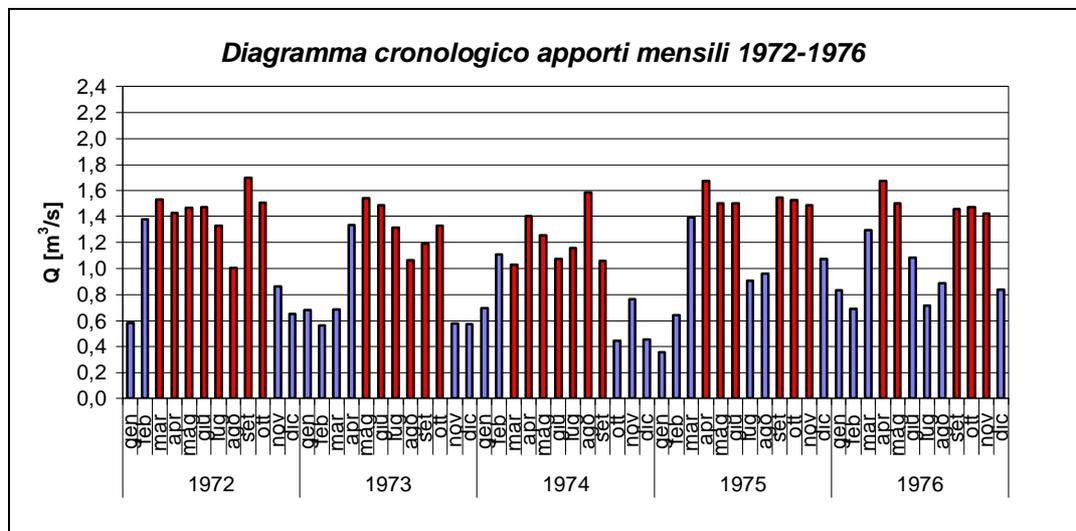


Figura 34 Grafico degli apporti mensili 1972-1976.

5.3 Analisi di frequenza di eventi siccitosi

In questo paragrafo si affronta l'analisi statistica dei dati a disposizione per determinare il modello probabilistico che meglio si adatta alla variabile aleatoria "minimo annuo degli apporti medi mensili" relativi all'invaso del Sessera.

L'analisi statistica consente di fare delle previsioni, attraverso conclusioni di natura probabilistica, sui valori che la variabile considerata può assumere in futuro. In termini progettuali l'analisi statistica è molto importante perché, attraverso i legami tra periodo di ritorno T e distribuzione cumulata F , permette di legare ad una certa probabilità di crisi un determinato valore della variabile in studio.

La probabilità che la variabile X in esame sia minore o al più uguale al valore X_T è espressa dalla funzione di probabilità cumulata:

$$F(X) = P(X \leq X_T)$$

Quando l'oggetto di studio è costituito dai minimi annuali, la relazione che lega il periodo di ritorno T , definito come il numero di anni che mediamente bisogna attendere per osservare un solo valore non superiore a quello assegnato, e la probabilità di non superamento $F(X)$ è espressa da:

$$T = \frac{1}{P(X \leq X_T)}$$

Questa relazione permette di legare valori alti del tempo di ritorno e valori bassi della probabilità a valori rari della variabile aleatoria studiata.

L'analisi statistica può essere condotta a livello puntuale o regionale: l'analisi puntuale è effettuata in base ai dati disponibili in una singola stazione, mentre si deve ricorrere all'analisi regionale quando nella zona interessata esiste un numero limitato di dati o non esistono dati. In pratica si estendono i risultati dell'analisi puntuale alla zona interessata, poiché, quando non si è in possesso di dati diretti, la risoluzione del problema può avvenire solo facendo un'extrapolazione nello spazio.

In particolare un'indagine di tipo statistico, sia puntuale che regionale, di una serie di dati rappresentati da una variabile aleatoria è eseguita attraverso le seguenti fasi:

- scelta del modello probabilistico atto ad interpretare la curva di frequenza cumulata campionaria della variabile;
- stima dei parametri che definiscono il modello probabilistico scelto.

In figura 35 è riportato il grafico relativo all'andamento dei valori minimi annui degli apporti mensili nel periodo di osservazione dal 1972 al 2002.

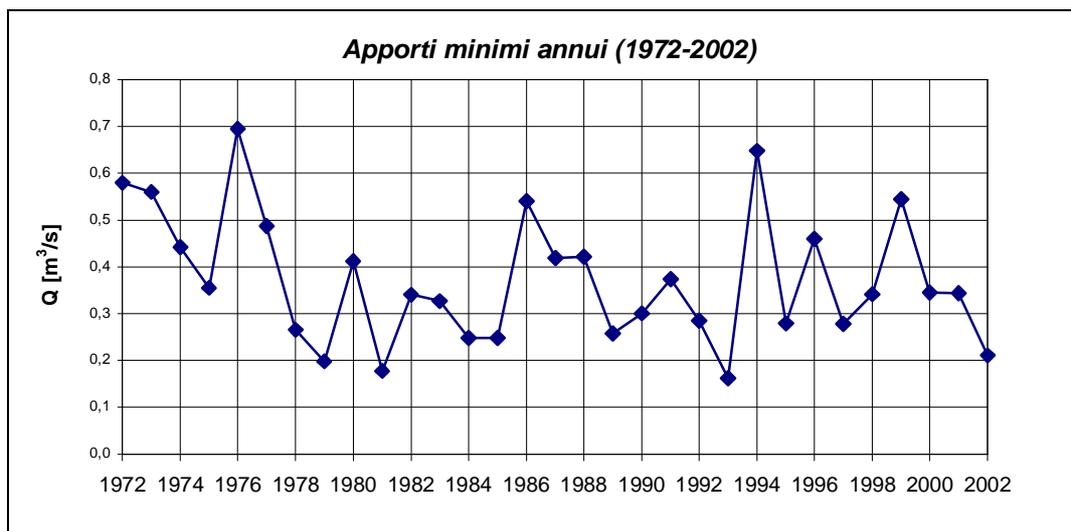


Figura 35 Andamento degli apporti minimi annui (1972-2002).

5.3.1 Distribuzione di probabilità dei minimi

Per l'analisi delle magre sono state applicate alcune distribuzioni di probabilità, per ricercare quella che meglio si adatta alla distribuzione dei dati a disposizione.

In questo studio sono stati trattati i seguenti modelli probabilistici:

- Extreme Value Type - I (EV1 - Gumbel);
- Extreme Value Type - III (EV3 - Weibull);
- Distribuzione Gamma a due parametri;
- Distribuzione Log-Normale a due parametri;
- Distribuzione Log-Gamma a due parametri.

Nei prossimi paragrafi saranno richiamate le espressioni analitiche di queste funzioni, indicando il metodo utilizzato per la stima dei parametri, e saranno riportate le relative curve di probabilità. Nell'appendice 4 si trovano i dati e le curve di frequenza adattate alle osservazioni.

Distribuzione Extreme Value Type - I (EV1 - Gumbel)

La maggior parte delle distribuzioni di probabilità adoperate in campo idrologico appartiene alla famiglia a cui corrisponde la distribuzione asintotica del massimo valore del I tipo. La stessa distribuzione si applica però anche nel caso di valori estremi rappresentati dai valori minimi. Nel caso dei valori minimi la caratteristica comune alle distribuzioni di questa famiglia, detta esponenziale, è che la funzione di probabilità $P(X)$ si può approssimare, per i valori piccoli della X , con una curva che tende esponenzialmente a zero al tendere di X a meno infinito. Questo naturalmente può accadere soltanto quando la distribuzione della variabile originaria non è limitata inferiormente, così che la X può assumere qualunque valore negativo. Per queste distribuzioni la funzione di probabilità cumulata del valore estremo in un campione di N elementi tende, al tendere di N a infinito, a una semplice forma asintotica.

La distribuzione del minimo valore di una grandezza in un campione di N elementi si può dunque rappresentare con la funzione di probabilità cumulata:

$$1 - F(X) = e^{-e^{[a(x - e)]}}$$

i cui parametri variano a seconda della distribuzione della variabile originaria e della dimensione del campione.

Questa distribuzione è detta distribuzione asintotica del I tipo o distribuzione di Gumbel.

I parametri a e e sono stati stimati con il metodo dei momenti e si ottengono dalle seguenti relazioni:

$$e = \bar{X} - 0,45 \cdot S_x$$

$$\frac{1}{a} = \frac{\sqrt{6}}{p} \cdot S_x$$

Introducendo la variabile ridotta definita come:

$$Y = -a \cdot (x - e)$$

la distribuzione di probabilità diventa:

$$1 - F(X) = e^{-e^{-Y}}$$

Invertendo questa relazione si ottiene:

$$Y = -\ln \left[\ln \left(\frac{1}{1 - F(X)} \right) \right]$$

A questo punto si sostituisce alla distribuzione di probabilità $F(X)$ la frequenza cumulata $F_s(X)$ calcolata secondo la formula proposta da Weibull:

$$F_s(X) = \frac{i}{n+1}$$

dove i corrisponde al numero sequenziale del dato della serie ordinata in senso crescente, mentre n è il numero del campione di dati.

Per semplicità si considera di utilizzare la plotting position di Weibull anche per le altre distribuzioni.

In questo modo è possibile rappresentare su un diagramma cartesiano le coppie (X, Y) che rappresentano rispettivamente la portata minima e il valore della variabile ridotta di Gumbel, in modo da costruire la relativa carta probabilistica.

La legge teorica invece è rappresentata dalla retta di equazione:

$$Y = -a \cdot (x - e)$$

Ai fini pratici è importante il legame tra il valore della portata minima e il tempo di ritorno espresso dalla relazione:

$$X_T = \frac{\ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] + a \cdot e}{a}$$

dove si è posto $F(X) = 1/T$.

La figura 36 rappresenta l'adattamento dei dati alla distribuzione di Gumbel, e si nota subito una scarsa affidabilità del modello probabilistico scelto.

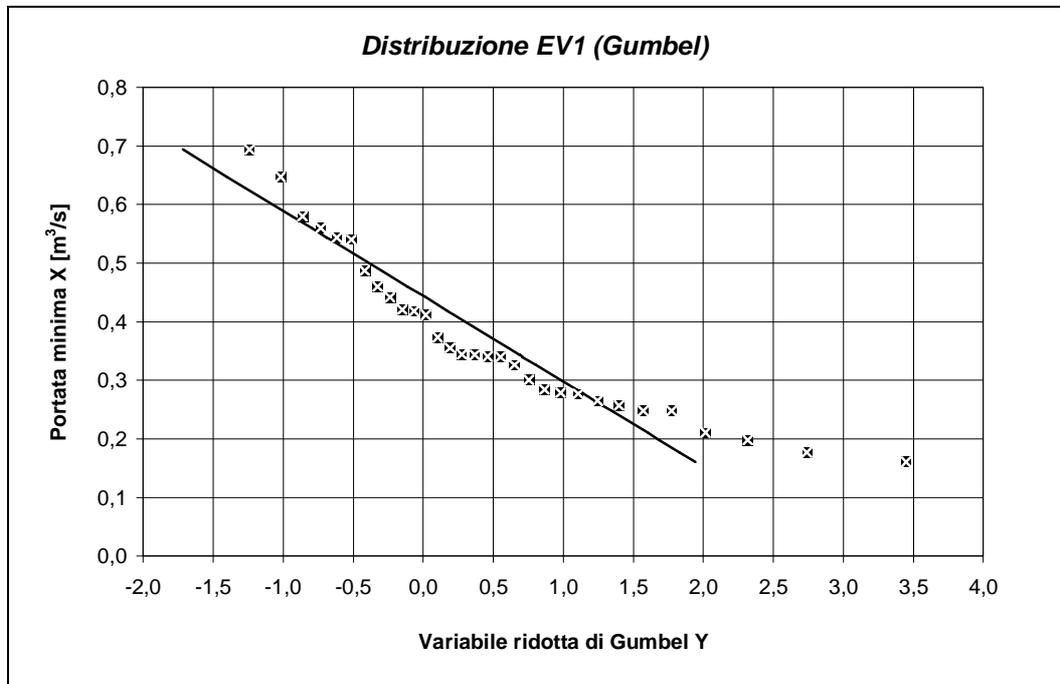


Figura 36 Adattamento della distribuzione di Gumbel alla serie dei minimi annui delle portate mensili.

Distribuzione Extreme Value Type – III (EV3 - Weibull)

In numerosi casi che interessano le applicazioni idrologiche la distribuzione originaria ha un limite inferiore (molto spesso uguale a zero). Pertanto, tra le leggi asintotiche del minimo valore, si utilizza molto spesso la forma del III tipo, che corrisponde a distribuzioni la cui funzione di probabilità è limitata inferiormente.

La legge asintotica del minimo valore del III tipo, o detta distribuzione di Weibull, è rappresentata dalla funzione di probabilità:

$$F(X) = 1 - e^{-\left[\frac{(x - x_0)^k}{(u - x_0)^k}\right]}$$

dove il parametro x_0 , limite inferiore della distribuzione, e il parametro u hanno evidentemente le stesse dimensioni della variabile casuale X , mentre l'esponente k positivo è adimensionale.

Attraverso un cambio di variabili è possibile ritrovare l'espressione della legge di Gumbel per facilitare la trattazione.

In pratica la distribuzione di Weibull si può scrivere come:

$$F(X) = 1 - e^{-e^{k \cdot (\ln(x - x_0) - \ln(u - x_0))}}$$

e si nota che sostituendo:

$$Z = \ln(x - x_0)$$

la variabile Z è distribuita secondo la legge di Gumbel con parametri definiti da:

$$a = k$$

$$e = \ln(u - x_0)$$

Ponendo poi $x_0 = 0$ si ha semplicemente:

$$a = k$$

$$e = \ln(u)$$

I parametri possono essere stimati usando le stesse equazioni scritte per la distribuzione di Gumbel, ma ricordando di fare riferimento al logaritmo della variabile.

Il legame tra il tempo di ritorno T e la portata minima X_T nel caso della distribuzione di Weibull diventa:

$$X_T = e^{\frac{\ln \left[\ln \left(\frac{T}{1-T} \right) \right] + k \cdot \ln u}{k}}$$

La figura 37 rappresenta l'adattamento dei dati alla distribuzione di Weibull, e si nota subito un'affidabilità maggiore rispetto al modello probabilistico di Gumbel.

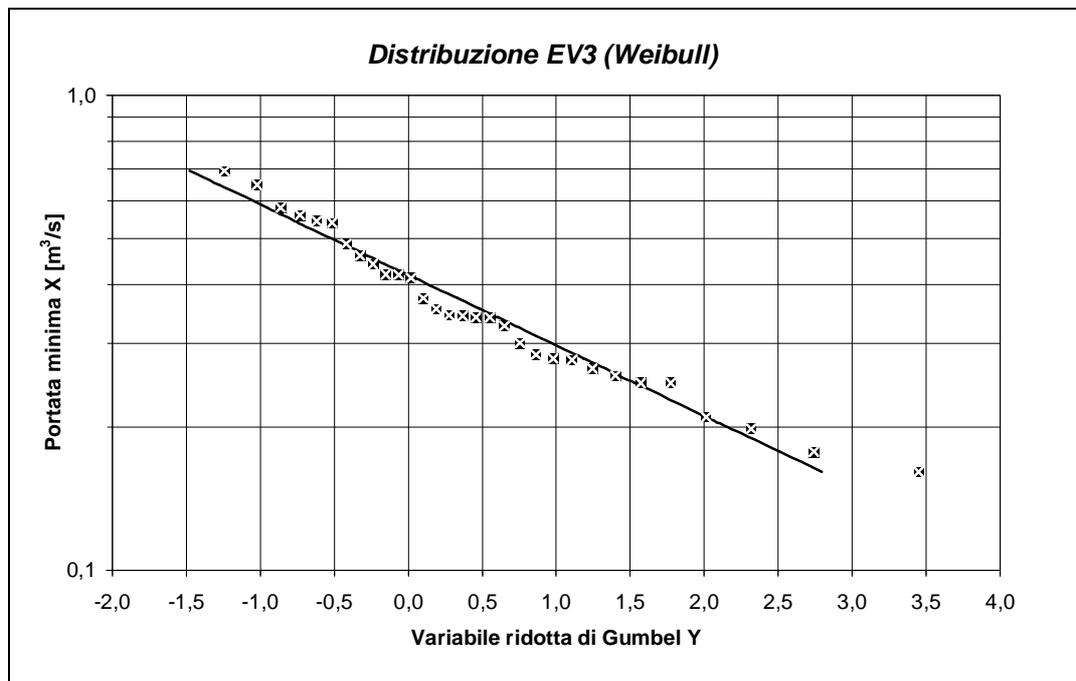


Figura 37 Adattamento della distribuzione di Weibull alla serie dei minimi annui delle portate mensili.

Distribuzione Gamma a due parametri

Una delle distribuzioni che più comunemente trovano applicazione nello studio dei minimi annui è la distribuzione di Pearson del III tipo o detta distribuzione Gamma.

Questo tipo di distribuzione è limitata inferiormente e illimitata superiormente e caratterizzata da due o tre parametri, a seconda che il limite inferiore coincida con zero o meno.

In questo studio è stata applicata la distribuzione Gamma a due parametri, la cui funzione di probabilità è rappresentata dall'espressione:

$$F(X) = \int_0^x \frac{1}{\Gamma(g)} \cdot e^{-ax} \cdot x^{g-1} \cdot a^g \cdot dx$$

che, introducendo la variabile trasformata:

$$y = ax$$

si può esprimere come rapporto:

$$F(X) = \frac{\Gamma_i(y;g)}{\Gamma(g)}$$

tra la funzione Gamma incompleta:

$$\Gamma_i(g) = \int_0^y t^{g-1} \cdot e^{-t} \cdot dt$$

e la funzione Gamma completa

$$\Gamma(g) = \int_0^{\infty} t^{g-1} \cdot e^{-t} \cdot dt = \Gamma_i(\infty;g)$$

La funzione di probabilità $F(X)$ è facilmente calcolabile con un elaboratore per mezzo di normali programmi che utilizzano dei metodi approssimati. In mancanza di questi ci si può ricondurre al calcolo approssimato della funzione di probabilità di Gauss.

Infatti è valida la considerazione che:

$$\frac{\Gamma_i(y;g)}{\Gamma(g)} \cong F(u)$$

dove $F(u)$ è la probabilità di non superamento della variabile gaussiana standardizzata u definita in funzione di y e g per mezzo della relazione:

$$u = 3\sqrt{g} \cdot \left(\sqrt[3]{\frac{y}{g}} - 1 + \frac{1}{9g} \right)$$

L'approssimazione è, in generale, tanto migliore quanto più grande è il valore del parametro g e quanto più alta è la probabilità di non superamento $F(u)$. Per un valore di g uguale o superiore a 5 l'errore è del tutto trascurabile in tutto il campo dei valori di $F(u)$ di pratico interesse.

I parametri a e g possono essere stimati con il metodo della massima verosimiglianza risolvendo il seguente sistema di equazioni:

$$n^{-1} \cdot \sum_{i=1}^n \ln(x_i) - \ln(\bar{x}) = \Psi(g) - \ln(g)$$

$$a = \frac{g}{x}$$

dove $\Psi(g)$ è la derivata del logaritmo della funzione Gamma ed è stimata attraverso l'espressione asintotica di Abramowitz e Stegun (1965) nel modo seguente:

$$\Psi(g) = \ln(g) - \frac{1}{2 \cdot g} - \frac{1}{12 \cdot g^2} + \frac{1}{120 \cdot g^4} - \frac{1}{252 \cdot g^6} + \frac{1}{240 \cdot g^8} - \frac{5}{660 \cdot g^{10}}$$

In questo caso il legame tra il tempo di ritorno T e la portata minima X_T si ottiene a partire dalla relazione $F(X) = 1/T$ per poi passare alla variabile gaussiana standardizzata u e infine ricavare X_T con la seguente relazione:

$$X_T = \frac{g}{a} \cdot \left(u \cdot \sqrt{\frac{1}{9 \cdot g}} + 1 - \frac{1}{9g} \right)^3$$

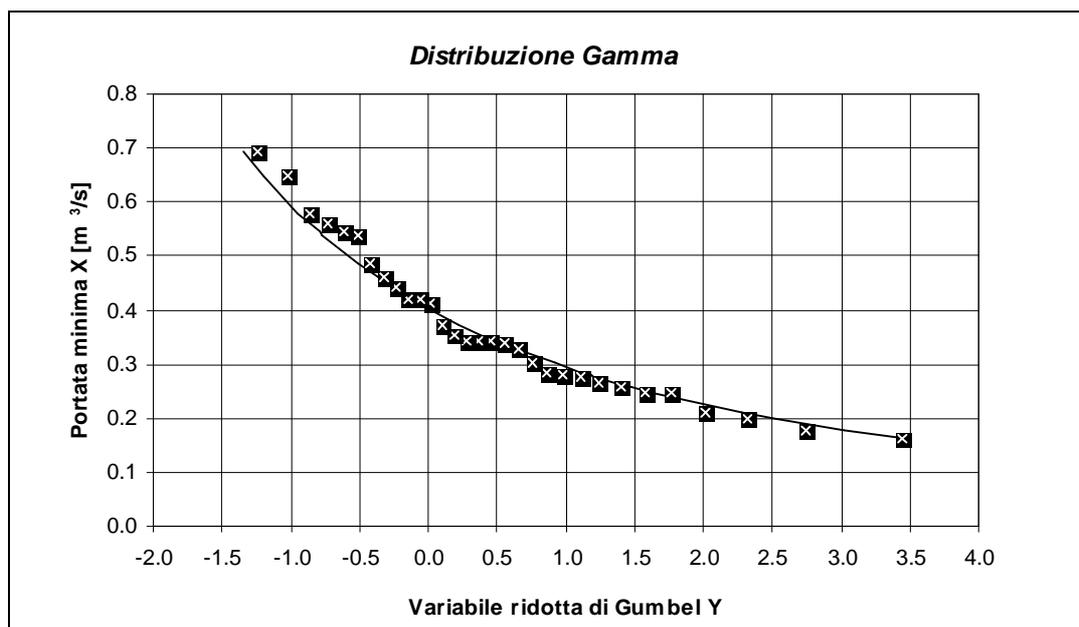


Figura 38 Adattamento della distribuzione Gamma alla serie dei minimi annui delle portate mensili.

Per la rappresentazione si è utilizzata la carta probabilistica di Gumbel per avere una corrispondenza cartesiana (x,y) , ma in questo caso la legge teorica non è più una retta. La figura 38 rappresenta l'adattamento dei dati alla distribuzione Gamma, e si nota subito un buona affidabilità del modello probabilistico esaminato.

Distribuzione Log-Normale a due parametri

Una distribuzione di probabilità molto utilizzata nelle applicazioni idrologiche è la distribuzione Log-normale, o distribuzione Log-normale a due parametri, caratterizzata dal fatto che a seguire la legge normale non è la variabile originaria x , ma il suo logaritmo:

$$y = \ln(x)$$

La probabilità di non superamento di questa legge, ridotta in forma canonica, assume la forma:

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot p}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2}$$

dove la variabile u è la variabile ridotta, legata alla variabile originaria X dalla relazione lineare:

$$u = \frac{\ln(x) - m}{s}$$

I parametri m e s sono stimati rispettivamente pari alla media e allo scarto quadratico medio del campione di dati a disposizione.

Questo tipo di distribuzione è limitata inferiormente e ha come limite zero ed è questa la caratteristica più importante della distribuzione log-normale.

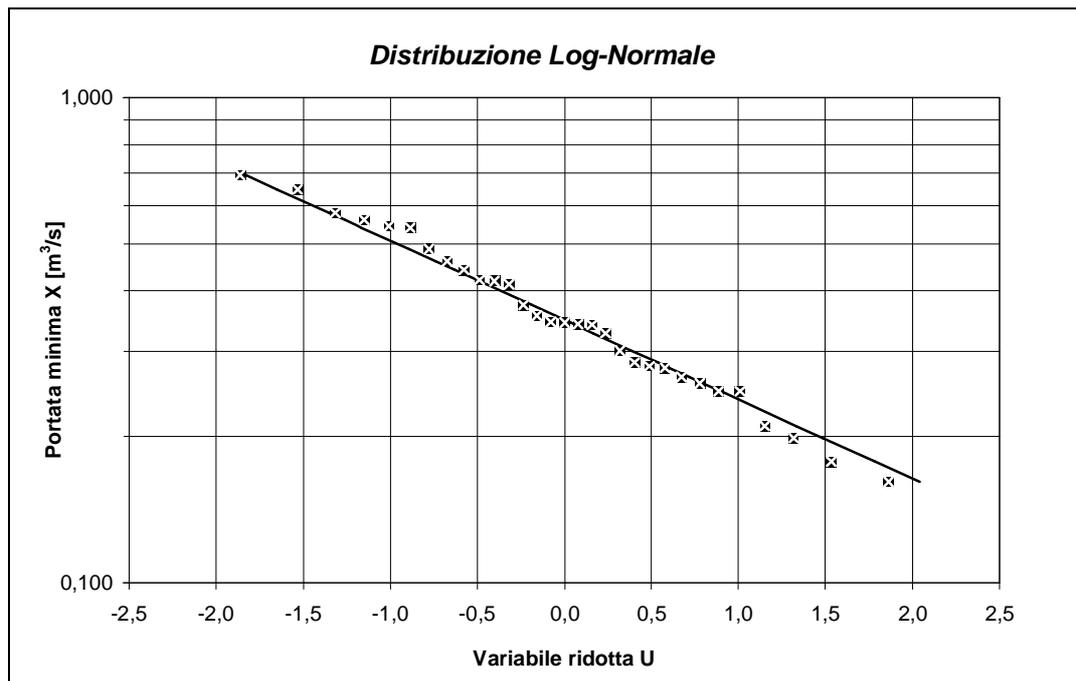


Figura 39 Adattamento della distribuzione Log-Normale alla serie dei minimi annui delle portate mensili.

A causa della linearità della relazione con cui si è definita la variabile ridotta, la relazione tra X e u è rappresentata, in un piano cartesiano, da una retta.

La figura 39 rappresenta l'adattamento dei dati alla distribuzione Log-Normale, e si nota subito, anche in questo caso come per la distribuzione Gamma, un buona affidabilità del modello probabilistico studiato.

Distribuzione Log-Gamma a due parametri

Come dalla distribuzione normale si ricava quella log-normale, assumendo che secondo la legge di Gauss sia distribuito il logaritmo della variabile originaria, così si ricava una nuova distribuzione anche da quella di Pearson del III tipo, o distribuzione Gamma, assumendo che secondo la legge Gamma sia distribuito il logaritmo della variabile originaria.

La funzione di probabilità cumulata è rappresentata dall'espressione:

$$F(X) = \int_{x_0}^x \frac{1}{x \cdot \Gamma(g)} \cdot e^{-a(x-x_0)} \cdot (x-x_0)^{g-1} \cdot a^g \cdot dx$$

In questa applicazione ci si riconduce direttamente al caso della legge Gamma, sostituendo preventivamente ai dati da elaborare i loro logaritmi.

La figura 40 rappresenta l'adattamento dei dati alla distribuzione Log-Gamma, e si nota subito, come nei due casi precedenti, una buona affidabilità del modello probabilistico considerato.

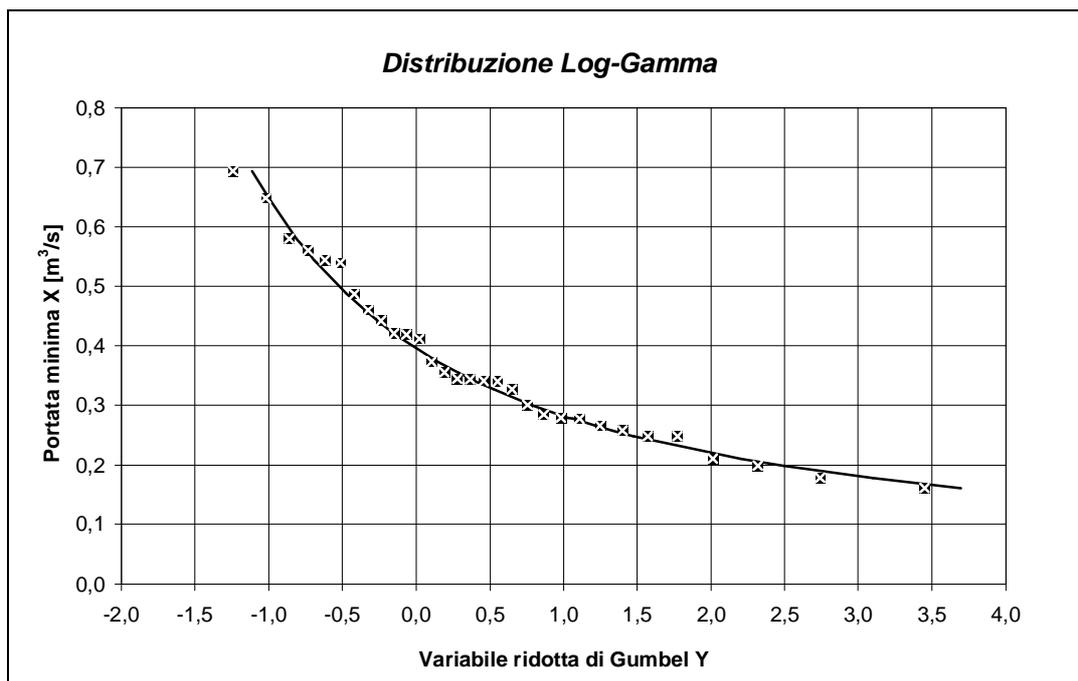


Figura 40 Adattamento della distribuzione Log-Gamma alla serie dei minimi annui delle portate mensili.

5.3.2 Commento dei risultati

L'analisi statistica dei valori minimi, svolta nel paragrafo precedente, ha evidenziato come già detto un buon adattamento ai dati da parte della distribuzione Gamma, della distribuzione Log-Gamma e della distribuzione Log-Normale.

Nel grafico della figura 41 sono confrontati tra loro i risultati trovati attraverso la costruzione delle curve che legano i tempi di ritorno e i valori minimi annui della portata media mensile per tutte le distribuzioni ipotizzate in partenza.

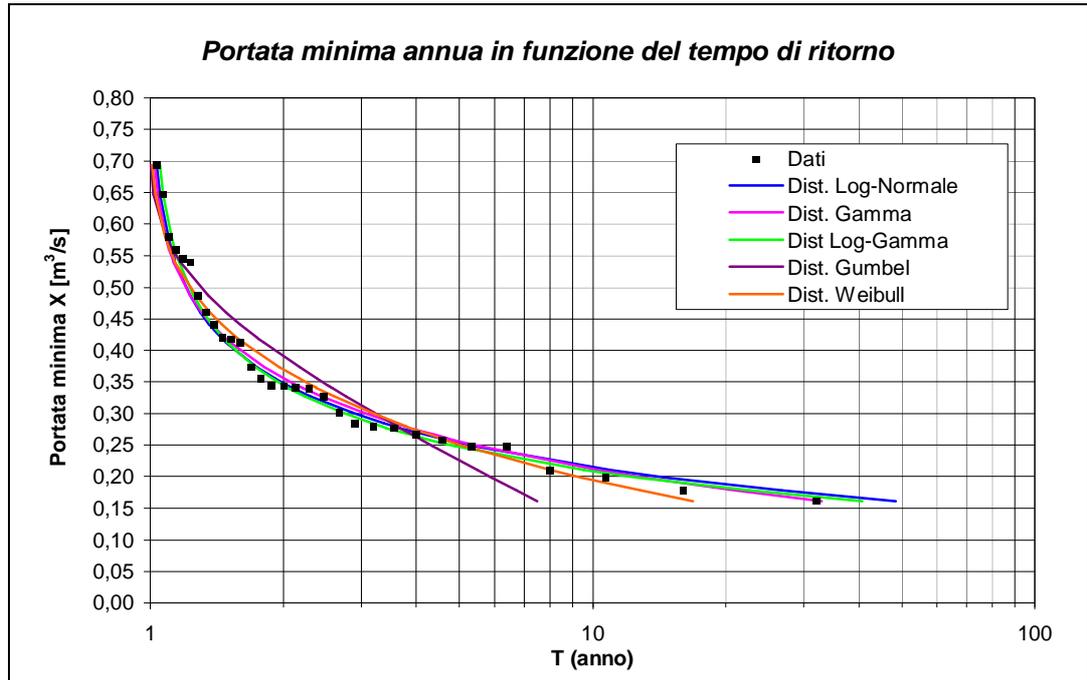


Figura 41 Legame tra la portata minima e il tempo di ritorno.

Il grafico dimostra ancora una volta che i risultati dati dall'applicazione della distribuzione Gumbel e Weibull non sono attendibili.

Portate minime in funzione di T

$T =$	5	10	20	50
$F(X) =$	0,200	0,100	0,050	0,020
$U =$	-0,842	-1,282	-1,645	-2,054
Distribuzione Log-Normale				
$\ln(X) =$	-1,373	-1,539	-1,676	-1,830
$X_T [m^3/s] =$	0,253	0,215	0,187	0,160
Distribuzione Gamma				
$X_T [m^3/s] =$	0,256	0,212	0,180	0,148
Distribuzione Log-Gamma				
$\ln(X) =$	5,509	5,339	5,202	5,050
$X_T [m^3/s] =$	0,247	0,208	0,182	0,156

Inoltre per le distribuzioni Gamma, Log-Gamma e Log-Normale si sono calcolate le stime dei valori minimi annui delle portate medie mensili in funzione di determinati tempi di ritorno ($T = 5, 10, 20, 50$) e i risultati sono riportati nella tabella.

Nel seguito della trattazione si è scelto di utilizzare la distribuzione Gamma, anche perché i risultati riportati nella tabella mostrano che non ci sono molte differenze tra i valori calcolati.

5.4 Valutazione della vulnerabilità idrologica delle fonti

In questo paragrafo si vuole proporre una valutazione della vulnerabilità delle fonti di alimentazione dei sistemi acquedottistici della Val Sessera.

L'obiettivo preliminare che si vuole raggiungere è quello di proporre una stima dei valori minimi caratteristici per le numerose fonti sparse sul territorio, per le quali i dati a disposizione sono molto scarsi se non del tutto assenti.

A questo fine si propone di stimare le grandezze di progetto con il metodo del valore indice, descritto nel prossimo paragrafo, partendo dall'ipotesi di considerare attendibile la distribuzione Gamma determinata in precedenza.

5.4.1 Stime di grandezze di progetto con il metodo del valore indice

Se si suppone che una serie incompleta di dati sia distribuita secondo una curva di probabilità, definita da una serie di dati riferiti ad un'altra stazione, si possono fare alcune importanti considerazioni.

Assumo ad esempio la distribuzione di probabilità di Gumbel e ricerco un valore indice \underline{X} tale che:

$$X_T = \underline{X} \cdot g(T)$$

La legge di Gumbel è espressa dalla relazione:

$$1 - F(x) = e^{-e^{-a(x-u)}}$$

e la rispettiva relazione inversa risulta essere:

$$X_T = a \cdot e^{-\frac{1}{a} \cdot \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right]}$$

Se si assume di definire il valore indice pari alla media $\underline{X} = \bar{X}$ e si introducono le espressioni dei momenti a e e :

$$e = \bar{X} - 0,45 \cdot S_x$$

$$\frac{1}{a} = \frac{\sqrt{6}}{p} \cdot S_x$$

si ottiene un'espressione rappresentata da:

$$\frac{X_T}{\bar{X}} = \left(1 - 0,45C_v - \frac{\sqrt{6}}{p} C_v \cdot \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \right) = K_T$$

dove C_v è il coefficiente di variazione pari al rapporto tra scarto quadratico medio e la media della variabile X . Il coefficiente di variazione fornisce una misura del grado di dispersione della popolazione della variabile casuale considerata e, per la validità del procedimento, deve essere praticamente costante.

Si è così ricavata una relazione in cui $g(T) = K_T$ in riferimento al valore indice pari alla media, in cui K_T è il fattore di crescita con T della grandezza \bar{X} .

Allo stesso modo è possibile estendere il ragionamento anche ad altre distribuzioni, ad esempio alla distribuzione Gamma. Si ricorda che l'espressione della funzione di probabilità della distribuzione Gamma è uguale a:

$$F(X) = \int_0^x \frac{1}{\Gamma(g)} \cdot e^{-ax} \cdot x^{g-1} \cdot a^g \cdot dx$$

La funzione inversa è rappresentata da una funzione che dipende dai parametri della distribuzione:

$$X_T = g(a, g, \Gamma)$$

e così il fattore di crescita della media K_T è espresso dalla funzione:

$$K_T = \frac{X_T}{\bar{X}} = g'(a, g, \Gamma, \bar{X})$$

Come già scritto è possibile approssimare la funzione inversa tramite:

$$X_T = \frac{g}{a} \cdot \left(u \cdot \sqrt{\frac{1}{9 \cdot g}} + 1 - \frac{1}{9g} \right)^3$$

dove $u(T)$ è la variabile gaussiana standardizzata.

La media \bar{X} si ottiene dalla relazione $\bar{X} = \frac{g}{a}$ dove g e a sono i parametri della distribuzione

Pertanto si ricava il fattore di crescita della media \bar{X} tramite l'espressione:

$$K_T = \frac{X_T}{\bar{X}} = \left(u \cdot \sqrt{\frac{1}{9 \cdot g}} + 1 - \frac{1}{9g} \right)^3$$

5.4.2 Stime dei valori minimi caratteristici

La stima dei valori minimi è stata effettuata tramite l'utilizzo di un valore indice, definito pari alla media ($\underline{X} = \overline{X}$), considerando le seguenti ipotesi:

- la distribuzione di probabilità Gamma dei valori minimi annuali delle portate medie mensili è la stessa per le componenti superficiali;
- il fattore di crescita K_T della media \overline{X} dei minimi è costante, per cui vale la relazione:

$$Q_T = \overline{Q} \cdot K_T$$

Considerando la siccità che ha colpito il Piemonte nell'inverno 2001-2002 e che ha interessato principalmente le utenze potabili di montagna, tra cui il comprensorio della Valle Sessera, si è determinato il tempo di ritorno della portata minima che si è verificata nell'anno 2002 relativa all'invaso del Sessera, con riferimento alla distribuzione Gamma.

La portata minima registrata nel mese di gennaio 2002 è stata utilizzata per determinare il valore del fattore di crescita della media dei minimi K_T , attraverso la

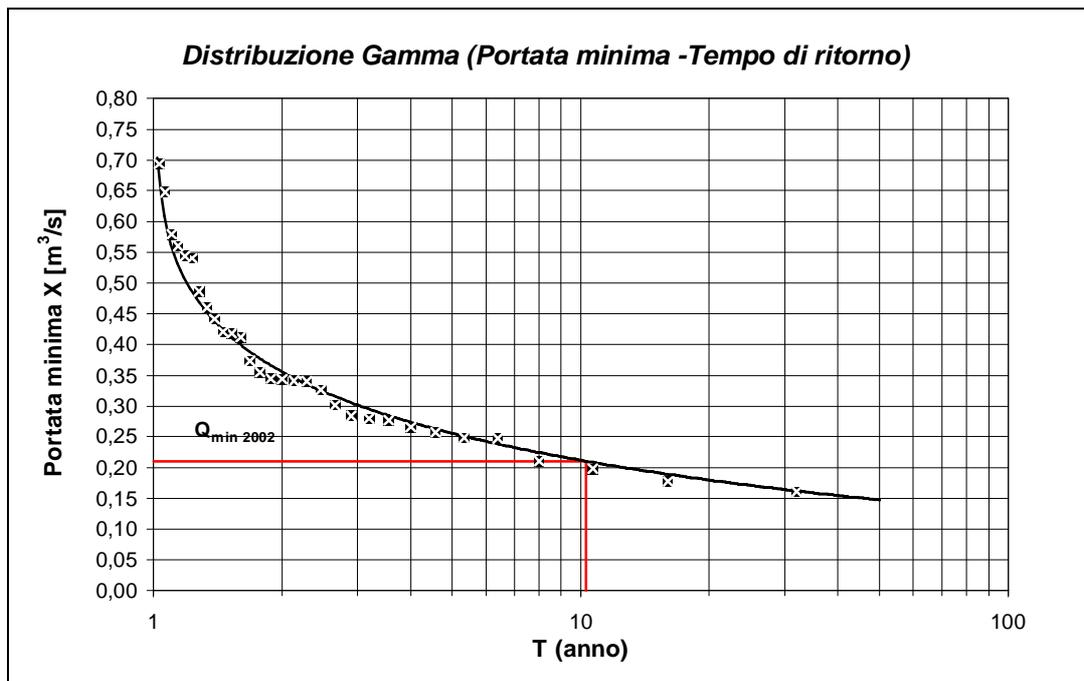


Figura 42 Legame tra portata minima e tempo di ritorno (Dist. Gamma).

relazione definita nel paragrafo precedente per la distribuzione di probabilità Gamma. Il risultato ottenuto è riportato nella tabella.

Fattore di crescita K_T (2002).

<i>Invaso del Sessera</i>	
$Q_{min\ 2002}$ [m ³ /s] =	0,211
$F(X)$ =	0,097
U =	-1,297
g =	7,47
T (anni) =	10
$K_{T(2002)}$ =	0,566

Allo stesso modo si è determinato il fattore di crescita K_T in funzione di fissati tempi di ritorno ($T = 5, 10, 20$ anni) con riferimento alla solita distribuzione Gamma ottenuta dai dati relativi agli apporti minimi dell'invaso del Sessera.

Fattore di crescita K_T .

T =	5	10	20
$F(X)$ =	0,200	0,100	0,050
U =	-0,842	-1,282	-1,645
K_T =	0,687	0,569	0,483

A questo punto il valore del fattore di crescita, relativo alla portata minima registrata nel 2002, è utilizzato per stimare il valore medio dei minimi delle portate derivate dalla presa superficiale situata sul torrente Strona in località Postua. I dati reperiti per questa infrastruttura riguardano i volumi derivati quotidianamente da Agosto 2001 a Luglio 2003 e da questi si è ricavato il valore minimo della portata derivata nel 2002, verificatasi nel mese di Gennaio. La relazione che permette di stimare la media dei minimi è la seguente:

$$\overline{Q}_{min} = \frac{Q_{min2002}}{K_{T(2002)}}$$

Inoltre è stato possibile ricavare una stima delle portate minime derivate in funzione di alcuni tempi di ritorno ($T = 5, 10, 20$ anni) attraverso la relazione:

$$Q_T = \overline{Q}_{min} \cdot K_T$$

dove si assume valido il valore medio dei minimi calcolato in precedenza e si utilizzano i fattori K_T determinati in precedenza in funzione di fissati tempi di ritorno. I risultati sono indicati nella tabella.

Stima delle Q minime (Strona).

Derivazione sullo Strona	
$Q_{min\ 2002}$ [m ³ /s] =	0,029
$Q_{media\ minimi}$ [m ³ /s] =	0,051
Q_T (T= 5 anni) [m ³ /s] =	0,035
Q_T (T= 10 anni) [m ³ /s] =	0,029
Q_T (T= 20 anni) [m ³ /s] =	0,025

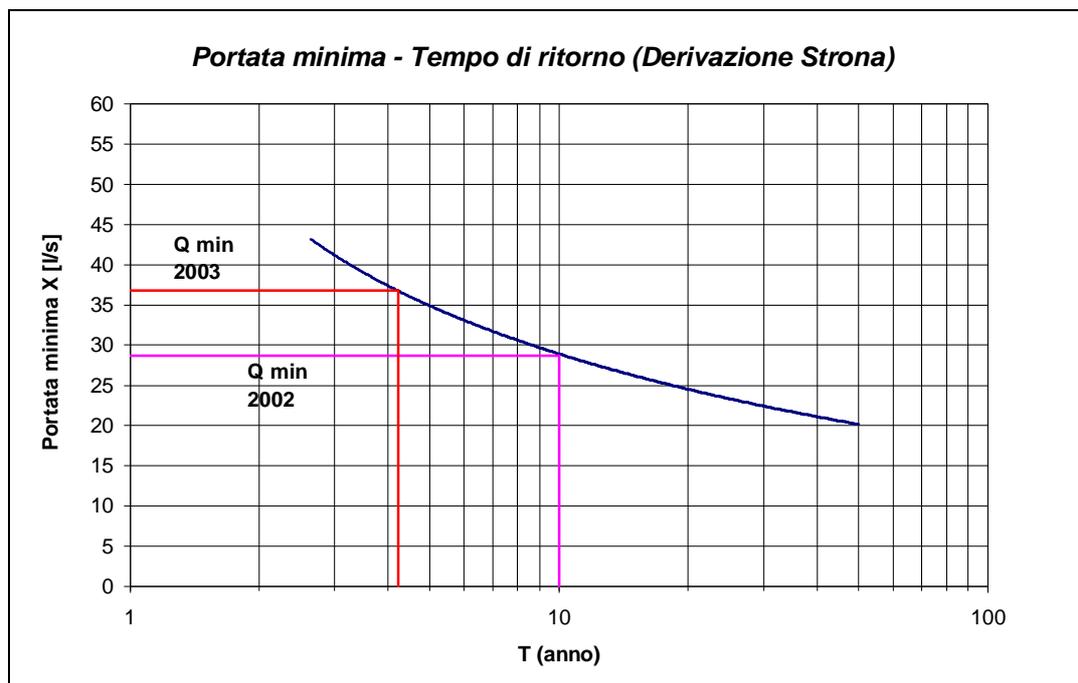


Figura 43 Legame tra la portata minima stimata e il tempo di ritorno (Strona).

In modo analogo, come è riportato nella figura 43, si è costruita una curva che lega le portate minime stimate in funzione del tempo di ritorno con riferimento a fattori di crescita calcolati in base alla distribuzione Gamma. La curva è stata interrotta per valori di portata superiori al valore medio dei dati a disposizione, in quanto per piccoli tempi di ritorno (1 o 2 anni) si ottengono dei valori minimi non attendibili.

Lo stesso ragionamento è stato applicato alle sorgenti che alimentano l'acquedotto consortile della Fontana Ronda, poiché è stato possibile reperire alcune misure di portata effettuate nel periodo dal 1998 al 2003. Le misure sono in genere eseguite circa due volte al mese e molto più frequentemente nei periodi di siccità, pertanto si può ritenere attendibile il valore della portata minima nell'anno 2002 registrata nel mese di Gennaio.

Stima delle Q minime (Fontana Ronda).

Sorgenti Fontana Ronda	
$Q_{min\ 2002}$ [l/min] =	220
$Q_{media\ minimi}$ [l/min] =	389
Q_T (T= 5 anni) [l/min] =	267
Q_T (T= 10 anni) [l/min] =	221
Q_T (T= 20 anni) [l/min] =	188

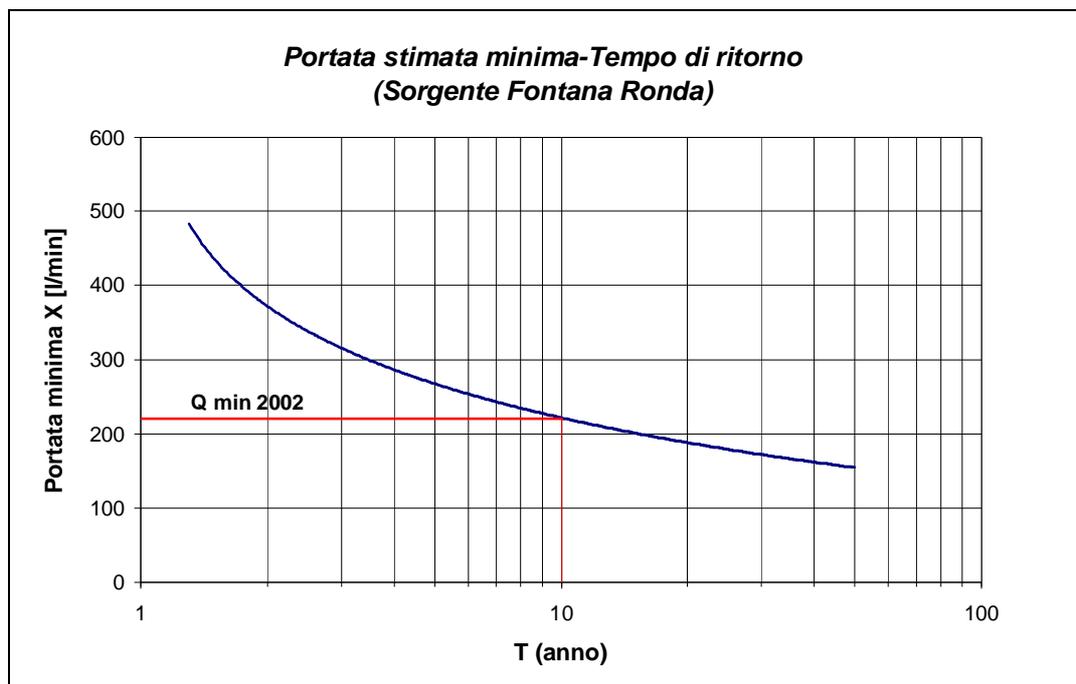


Figura 44 Legame tra portata minima stimata e tempo di ritorno (Fontana Ronda).

Anche in questo caso si è costruita una curva che lega le portate minime stimate con fissati tempi di ritorno ed è stata interrotta per valori di portata maggiori della portata media (Figura 44).

Infine si sono estesi i risultati anche alle altre sorgenti presenti sul territorio, e per questo motivo sono stati considerati attendibili i valori medi delle portate mensili minime annue ottenute dai colloqui con i vari fontanieri. Per semplificare si è considerato di aggregare tutte le sorgenti a livello comunale, così da stimare la portata minima caratteristica del singolo comune in funzione di certi T .

Stima delle portate minime (Sorgenti comunali).

Comune di Trivero			
Sorgenti :		Sorgenti private :	
Q _{media minimi} [l/min]=	200	SQ _{media minimi} [l/min]=	415
Q _{min 2002} [l/min] =	113	Q _{min 2002} [l/min] =	235
Q _T (T= 5 anni) [l/min]=	137	Q _T (T= 5 anni) [l/min]=	285
Q _T (T= 10 anni) [l/min]=	114	Q _T (T= 10 anni) [l/min]=	236
Q _T (T= 20 anni) [l/min]=	97	Q _T (T= 20 anni) [l/min]=	200
Comune di Coggiola			
Sorgenti:		Derivazione sul Rio Ardaccia:	
SQ _{media minimi} [l/min]=	61	Q _{media minimi} [l/min]=	300
Q _{min 2002} [l/min] =	35	Q _{min 2002} [l/min] =	170
Q _T (T= 5 anni) [l/min]=	42	Q _T (T= 5 anni) [l/min]=	206
Q _T (T= 10 anni) [l/min]=	35	Q _T (T= 10 anni) [l/min]=	171
Q _T (T= 20 anni) [l/min]=	29	Q _T (T= 20 anni) [l/min]=	145
Comune di Ailoche		Comune di Pray	
Sorgenti:		Sorgenti:	
SQ _{media minimi} [l/min]=	140	SQ _{media minimi} [l/min]=	370
Q _{min 2002} [l/min] =	79	Q _{min 2002} [l/min] =	209
Q _T (T= 5 anni) [l/min]=	96	Q _T (T= 5 anni) [l/min]=	254
Q _T (T= 10 anni) [l/min]=	80	Q _T (T= 10 anni) [l/min]=	211
Q _T (T= 20 anni) [l/min]=	68	Q _T (T= 20 anni) [l/min]=	179
Comune di Caprile		Comune di Crevacuore	
Sorgenti :		Sorgenti :	
SQ _{media minimi} [l/min]=	80	SQ _{media minimi} [l/min]=	293
Q _{min 2002} [l/min] =	45	Q _{min 2002} [l/min] =	166
Q _T (T= 5 anni) [l/min]=	55	Q _T (T= 5 anni) [l/min]=	202
Q _T (T= 10 anni) [l/min]=	46	Q _T (T= 10 anni) [l/min]=	167
Q _T (T= 20 anni) [l/min]=	39	Q _T (T= 20 anni) [l/min]=	142

Questo procedimento non è stato applicato ai comuni di Portula e Postua, poiché serviti quasi esclusivamente da acquedotti privati, di cui non è stato possibile reperire alcuna informazione riguardo il regime di magra delle relative sorgenti. Da notare che per il comune di Crevacuore si è considerato, oltre alla quota di portata derivata dalla Fontana Ronda, anche il contributo fornito dalla sorgente San Defendente. Nella tabella sopra riportata sono indicate le stime ottenute.

5.4.3 Indici di vulnerabilità idrologica

Dopo aver determinato una stima dei valori minimi caratteristici, si intende proporre una classificazione dei livelli di servizio dei singoli comuni in base alla definizione di un indice di vulnerabilità idrologica delle fonti. Tale indice è determinato in modo semplice attraverso la seguente relazione:

$$V_{idrologica} = 1 - \frac{\text{Disponibilità delle fonti}}{\text{Consumo presunto}}$$

dove il consumo presunto rappresenta la dotazione idrica espressa in [l/min] e si distingue tra due casi:

- A- la dotazione idrica effettiva, determinata in base ai volumi fatturati dalle utenze, in riferimento alla popolazione convenzionale (residente e fluttuante);
- B- una dotazione idrica di riferimento fissata a 250 l/ab/d.

La disponibilità idrica rappresenta la stima della portata minima, calcolata nel paragrafo precedente, in funzione di un fissato tempo di ritorno (T = 5, 10, 20 anni).

La figura 45 rappresentata la classifica dei comuni nel caso A, ed evidenzia la vulnerabilità idrologica dei comuni di Crevacuore e Sostegno.

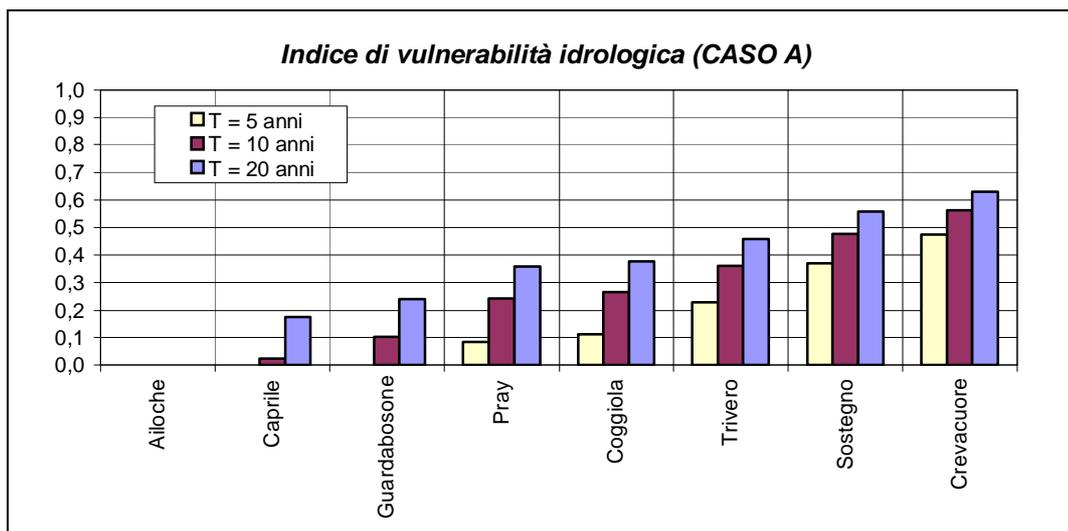


Figura 45 Indice di vulnerabilità idrologica (Caso A).

Infatti quest'ultimi sono molto vulnerabili nei periodi di crisi idrica causata da siccità, e per questo motivo generalmente si riforniscono anche da fonti alternative. In particolare viene derivata una certa portata dalla condotta d'adduzione alimentata

dalla derivazione sul torrente Strona, oppure nel caso di Crevacuore sfruttando i pozzi privati della ditta cartiera "Ermolli S.p.a".

Per quanto riguarda il comune di Trivero è necessario sottolineare che nel calcolo si è considerato che la stazione di pompaggio garantisca il servizio, in caso di siccità, per un periodo minimo di 12 ore al giorno.

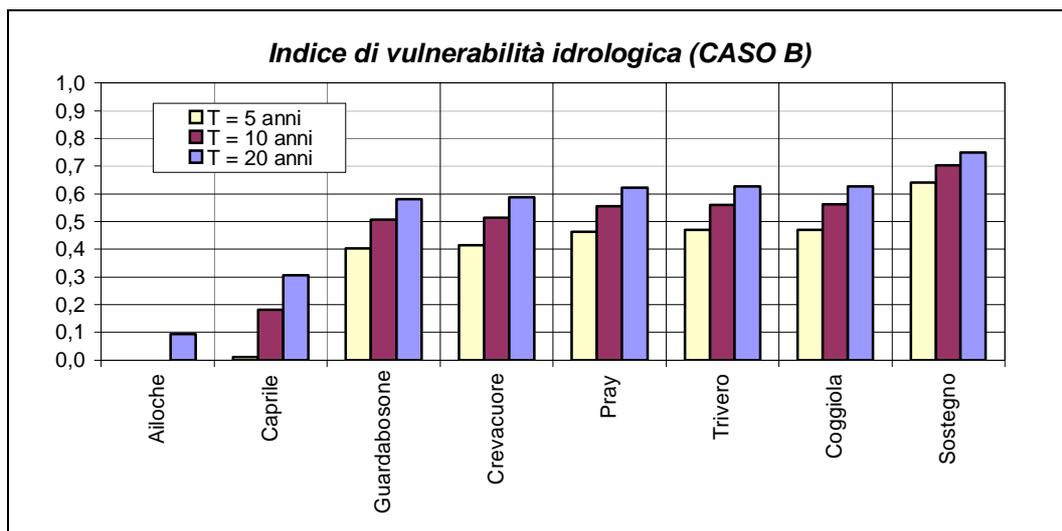


Figura 46 Indice di vulnerabilità idrologica (Caso B)

La figura 46 rappresenta invece la classifica nel caso B, ed evidenzia che aumentando la dotazione idrica tutti i comuni si presentano molto più vulnerabili in caso di crisi idrica.

A differenza del caso precedente il comune di Crevacuore risulta meno vulnerabile in quanto la dotazione idrica effettiva nel caso A, calcolata in base ai volumi fatturati, risulta essere superiore a 250 l/ab/d.

Il risultato ottenuto mette in risalto che attualmente alcuni comuni si approvvigionano da sorgenti caratterizzate da un alto grado di vulnerabilità e pertanto sarebbe necessario ricercare delle fonti alternative più affidabili, anche dal punto di vista qualitativo, che possano garantire una risorsa maggiore.

6 VULNERABILITA' COMPLESSIVA E PROPOSTE MIGLIORATIVE

6.1 Indici di vulnerabilità complessiva

Determinato l'indice di vulnerabilità intrinseca delle utenze e l'indice di vulnerabilità idrologica, si è ipotizzato di ricavare un ulteriore indice che rappresenti complessivamente le criticità di servizio delle utenze e delle caratteristiche idrologiche delle fonti di alimentazione.

Nell'indice di vulnerabilità complessiva dell'utenza si pesano equamente i due indici precedentemente citati:

$$V_{\text{complessiva}} = \frac{V_{\text{int rin sec a}} + V_{\text{idro log ica}}}{2}$$

In base a quanto fatto si definisce l'indice di vulnerabilità complessiva delle utenze nei seguenti casi:

- CASO A indici di vulnerabilità intrinseca riferiti alla dotazione idrica effettiva (1996);
- CASO B indici di vulnerabilità intrinseca riferita alla dotazione idrica ipotizzata (250 l/ab/d).

Inoltre, poiché si è studiato come varia l'indice di vulnerabilità intrinseca in funzione di determinati valori di soglia al di sotto della quale la fonte è considerata effimera, si fa riferimento in questo contesto al caso più sfavorevole, rappresentato pertanto dal valore più alto di tale soglia.

Per quanto riguarda la vulnerabilità idrologica si ritiene opportuno evidenziare come varia l'indice finale in relazione a fissati tempi di ritorno (T =5, 10, 20 anni).

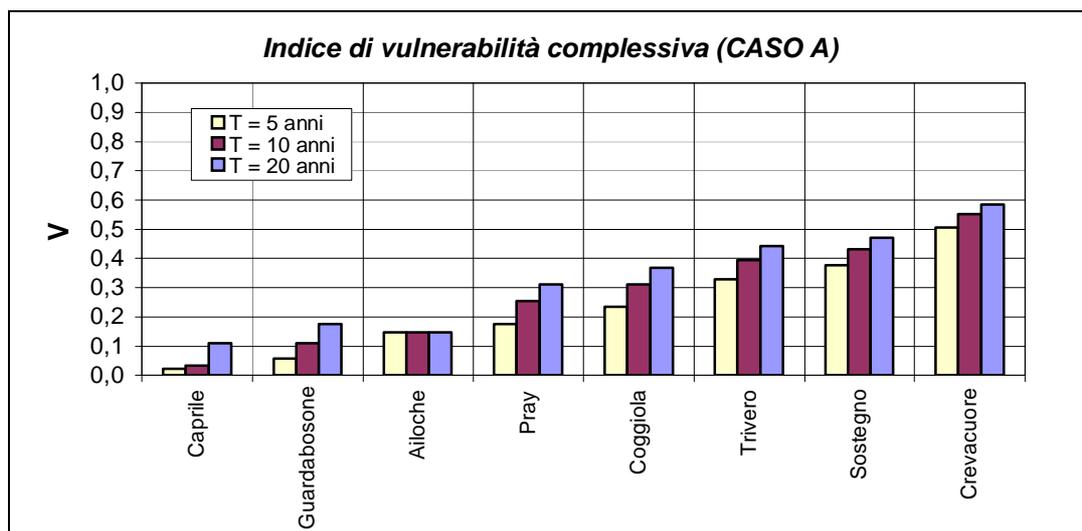


Figura 47 Indice di vulnerabilità complessiva (CASO A).

Per le utenze di Portula e Postua non è stato possibile definire un indice di vulnerabilità complessiva, poiché non si conoscono le portate minime delle sorgenti

gestite da consorzi privati, necessarie per la definizione della vulnerabilità idrologica delle fonti.

Sono rappresentate ora le classifiche finali di vulnerabilità delle utenze nei due casi descritti.

La figura 47 evidenzia che il comune di Crevacuore presenta il valore massimo di vulnerabilità, viceversa i comuni di Guardabosone, Caprile e Ailoche sono i più affidabili. Per Ailoche si nota che, poiché è nulla la vulnerabilità idrologica, l'indice complessivo è costante al variare del tempo di ritorno.

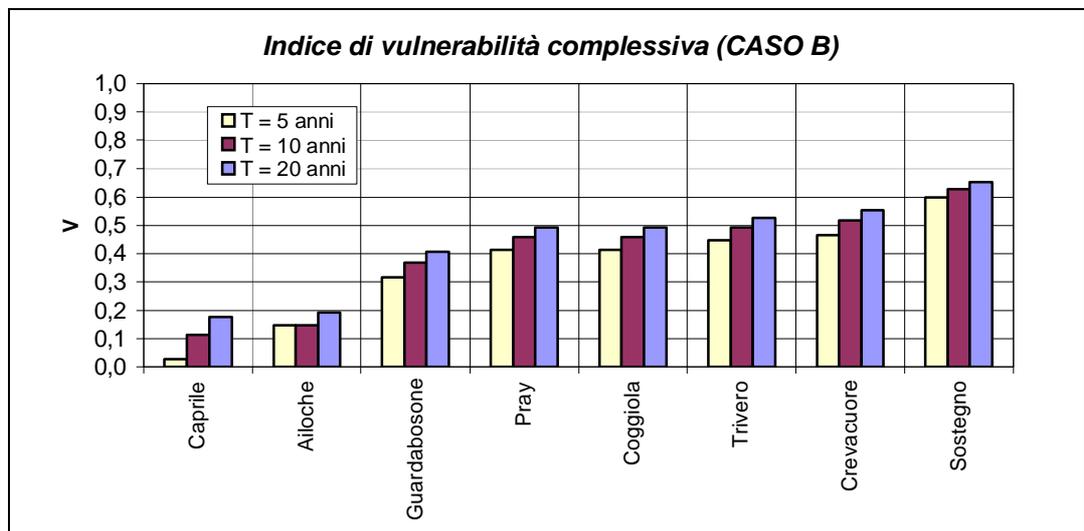


Figura 48 Indice di vulnerabilità complessiva (CASO B).

Nel caso B, come si nota dalla figura 48, la classifica finale non varia di molto rispetto al caso A. Gli indici di vulnerabilità assumono valori maggiori, ma comunque i comuni più vulnerabili restano Crevacuore e Sostegno mentre quelli più affidabili sono sempre Caprile e Ailoche. Il comune più vulnerabile ad un aumento di dotazione idrica è Guardabosone, per il quale si ha un incremento del 20% della vulnerabilità complessiva. Anche i comuni di Pray e Coggiola risentono negativamente di un aumento di dotazione idrica, infatti si riduce la differenza tra i valori degli indici di vulnerabilità di questi due comuni e il valore dell'indice di vulnerabilità del comune di Trivero.

In conclusione è importante sottolineare che, durante l'indagine svolta sul campo, parlando con i vari fontanieri e alcuni sindaci dell'entità dei disservizi che generalmente si verificano nei periodi di siccità, è emersa proprio una corrispondenza tra i comuni caratterizzati da maggiori disagi e indici di vulnerabilità maggiori.

6.2 Nuovo schema d'adduzione

Al fine di migliorare la situazione attuale e aumentare l'affidabilità di alcune utenze, si intende proporre un intervento migliorativo rappresentato dalla costruzione di una nuova adduttrice. Questa condotta permette di collegare tra loro alcune utenze riducendo notevolmente la frammentazione dei sistemi acquedottistici della Valle Sessera.

L'obiettivo è quello di sfruttare l'invaso delle Mischie, attualmente utilizzato esclusivamente per la produzione di energia elettrica. Infatti la condotta di adduzione in progetto è alimentata da una presa superficiale sul torrente Sessera situata in località Piancone a quota 600 m s.l.m., a valle della centrale idroelettrica, in corrispondenza della confluenze del Rio Confienzo con il Sessera.

La quantità idrica a disposizione è molto elevata e permette di incrementare di molto l'attuale fornitura di acqua potabile per la maggior parte dei comuni in studio. Infatti da una valutazione generale delle disponibilità idriche si nota che la centrale idroelettrica Piancone restituisce mediamente al torrente Sessera una portata turbinata di 400 l/s, mentre la somma delle portate delle fonti di approvvigionamento utilizzate a scopo potabile è pari a circa 65 l/s.

I comuni che si prevede di servire tramite il nuovo schema acquedottistico sono Coggiola, Pray, Crevacuore, Sostegno, Postua, Trivero e Portula, mentre i comuni di Caprile, Gurdabosone e parte di Ailoche continuano ad essere serviti dalle rispettive fonti di approvvigionamento. In base alla posizione sul territorio e alla quota altimetrica si è deciso di non servire i comuni di Caprile e Gurdabosone. Il comune di Caprile è situato infatti a quota di circa 550 m s.l.m. in una zona molto accidentata, che implicherebbe uno sforzo economico notevole per poter allacciare le utenze del comune al nuovo schema. Per lo stesso motivo anche le utenze del comune di Ailoche, situate nella zona di monte a quota 600 m s.l.m., continuano ad essere servite dalle fonti locali. Tuttavia è importante precisare che le utenze di Ailoche situate lungo il torrente Strona possono essere servite dal nuovo schema, in quanto si trovano in una posizione e quota più favorevoli al collegamento con la condotta d'adduzione in progetto rispetto alla zona di monte del comune. Il comune di Gurdabosone potrebbe essere servito dalla nuova condotta ma si è ipotizzato di alimentare l'acquedotto comunale tramite le sorgenti della Fontana Ronda. Quest'ultime attualmente servono anche i comuni di Crevacuore e Sostegno, ma nella proposta formulata questi due comuni sono riforniti dalla condotta d'adduzione in progetto, ed è così ipotizzabile di destinare l'intera portata prelevata dal gruppo di sorgenti Fontana Ronda al solo comune di Guardabosone.

Inoltre è necessario sottolineare che anche nei comuni di Coggiola e Pray esistono delle utenze che restano alimentate dalle attuali sorgenti locali, in particolare, la zona di monte del comune di Coggiola rappresentata dalla frazioni di Viera, Biolla e Fervazzo, situate ad una quota di 800 m s.l.m., e la zona del comune di Pray, rappresentata dalla frazione Villa sopra e sotto situata a quota 590 m s.l.m.

Per servire i comuni di Trivero e Portula si ipotizza di realizzare una nuova stazione di sollevamento, situata nei pressi di fraz. Masseranga a quota 580 m s.l.m. nel territorio del comune di Coggiola. Il comune di Portula è servito completamente dal nuovo impianto mentre per il comune di Trivero si tratta di integrare le portate sollevate dalla stazione di pompaggio "Trivero 1", situata nei pressi del Canale della Costa, e le portate derivate dalle varie sorgenti locali.

La stazione di pompaggio in progetto ha una prevalenza di 230 m e portata di 15 l/s, di cui 5 l/s destinati al comune di Portula e i restanti 10 l/s al comune di Trivero.

Un aspetto importante di questa proposta è la possibilità di abbandonare un gran numero di sorgenti, soprattutto quelle più piccole e più vulnerabili, ad esempio non sarebbero più utilizzate le molte sorgenti private presenti sul territorio. In totale sono conservate 15 sorgenti, a differenza delle 92 sorgenti al momento captate, con una portata totale di 35 l/s, che rappresenta il 60% della portata totale attualmente derivata.

La condotta d'adduzione ha una lunghezza totale di circa 16 km e alimenta sette serbatoi di accumulo, in parte esistenti e in parte da realizzare.

Per il comune di Coggiola si ipotizza di dismettere la presa sul Rio Ardaccia, costruire un nuovo serbatoio di accumulo e collegarlo alla rete di distribuzione che attualmente serve il centro del comune. Per il comune di Pray, si ipotizza, anche in questo caso, di costruire un nuovo serbatoio di accumulo, e di conservare il contributo del gruppo di sorgenti Tassere e Pian delle Rape, che serve le utenze situate a monte del nuovo serbatoio. Per il comune di Crevacuore e Sostegno si mantengono i serbatoi che in precedenza erano alimentati dall'acquedotto consortile della Fontana Ronda. Infine per le ultime utenze servite di Ailoche e Postua si ipotizza di alimentare, per le utenze di Ailoche, il serbatoio già esistente situato a fraz. Giunchio mentre, per le utenze di Postua, è necessario prevedere la costruzione di un nuovo serbatoio di accumulo.

La portata da derivare dalla opera di presa in progetto è di circa 40 l/s, molto bassa rispetto alla risorsa disponibile. La grande disponibilità d'acqua e il fatto che la presa superficiale si trova ad una quota piuttosto elevata (600 m s.l.m.), permette di fare alcune considerazioni su come sfruttare al meglio l'invaso del Sessera. Ad

esempio si potrebbe ipotizzare di servire, oltre ai comuni della Valle Sessera, anche il comune di Borgosesia che ha una popolazione di 16.000 abitanti. Lo studio fatto mette in evidenza la possibilità di destinare parte della portata all'invaso della Ravasanella e all'invaso dell'Ostola, due invasi situati rispettivamente nei comuni di Sostegno e Masserano, per avere una maggiore quantità idrica da destinare a usi potabili.

In questo studio si valuta come migliorare la situazione dei dieci comuni che appartengono alla Valle Sessera, lasciando ad altra sede la possibilità di ampliare lo studio ad altri obiettivi. In questa prospettiva si è affrontato un dimensionamento di massima della condotta d'adduzione, con lo scopo di evidenziare l'entità dell'opera da costruire, senza entrare nei dettagli progettuali ed esecutivi che potranno essere sviluppati in seguito.

Un aspetto importante è stato quello di applicare il criterio di valutazione esplorativa di affidabilità, come descritto in precedenza, al nuovo sistema in progetto e di calcolare l'indice di vulnerabilità idrologica, ai fini di ricavare gli indici di vulnerabilità complessiva delle utenze da confrontare con gli indici di vulnerabilità che caratterizzano la situazione attuale.

6.3 Valutazione della domanda e della disponibilità idrica

Al fine di dimensionare il nuovo sistema acquedottistico d'adduzione si è innanzitutto stimato il numero di utenti che si intende servire, attraverso la seguente relazione:

$$N^{\circ}_{abitanti} = N^{\circ}_{ab(Totali)} \cdot \frac{Q_s}{Q_{totale}}$$

dove Q_s rappresenta la portata delle sorgenti che, nel sistema acquedottistico in progetto, si ipotizza di dismettere. Il numero di abitanti totale si riferisce al numero di abitanti residenti nell'anno 2001 più la quota di popolazione fluttuante.

Definita la popolazione da servire con la condotta in progetto, ipotizzata una dotazione idrica di 250 l/ab/d, si è ricavata la portata da destinare ai serbatoi di accumulo di ogni utenza. Complessivamente si deve derivare una quantità totale di 38 l/s, mentre per le portate distribuite alle singole utenze si rimanda all'appendice B.6.

Al fine di valutare la disponibilità idrica si sono utilizzati i dati giornalieri, registrati dal 1988 al 1996, riguardanti la portata turbinata dalla centrale idroelettrica

Piancone. Infatti tale portata è scaricata nel torrente Sessera e in seguito derivata dalla presa superficiale situata poco più a valle della centrale.

Attraverso questi dati è stato possibile costruire una curva di durata, che rappresenta la curva di frequenza delle portate giornaliere e che fa corrispondere a ogni portata giornaliera q il numero di giorni in cui la portata è uguagliata o superata in un anno. Da questa curva si possono ricavare sia il numero di giorni per cui la portata derivata è uguale alla portata massima derivabile sia il deflusso totale derivabile in un certo periodo di tempo.

In particolare è significativa la portata caratteristica in corrispondenza delle durate corrispondenti a 355, 270, 180, 90 giorni. La portata caratteristica di magra è definita come quella portata al di sotto della quale il torrente scende solo per dieci giorni in un anno. La portata caratteristica a 180 giorni è molto importante, prende il nome di portata semipermanente e rappresenta un valore mediano delle portate, tale cioè che divide il campo di tutti i valori giornalieri delle portate in due parti uguali, in modo che per metà dei giorni dell'anno le portate siano superiori e per metà siano inferiori alla portata semipermanente. Questo concetto ha importanza pratica poiché è invalso il criterio di proporzionare spesso alla portata semipermanente gli impianti di derivazione e quelli per l'utilizzazione idroelettrica.

La portata semipermanente non coincide in genere con la portata media annuale, che è di norma, più alta.

I risultati, riportati nella tabella ottenuti dall'elaborazione delle portate turbinate giornaliere dimostrano infatti che la portata di magra caratteristica è pari a 344 l/s, a confronto della domanda idrica di 38 l/s.

Portata caratteristica di	
$Q_{355g} [m^3/s] =$	0,344
Portata caratteristica riferita a n giorni	
$Q_{270g} [m^3/s] =$	0,744
$Q_{180g} [m^3/s] =$	1,093
$Q_{90g} [m^3/s] =$	1,462

Portate caratteristiche

Nella figura 49 è rappresentata la curva di durata ottenuta dai dati di portata riferiti al periodo dal 1988 al 1996, con indicate le portate caratteristiche.

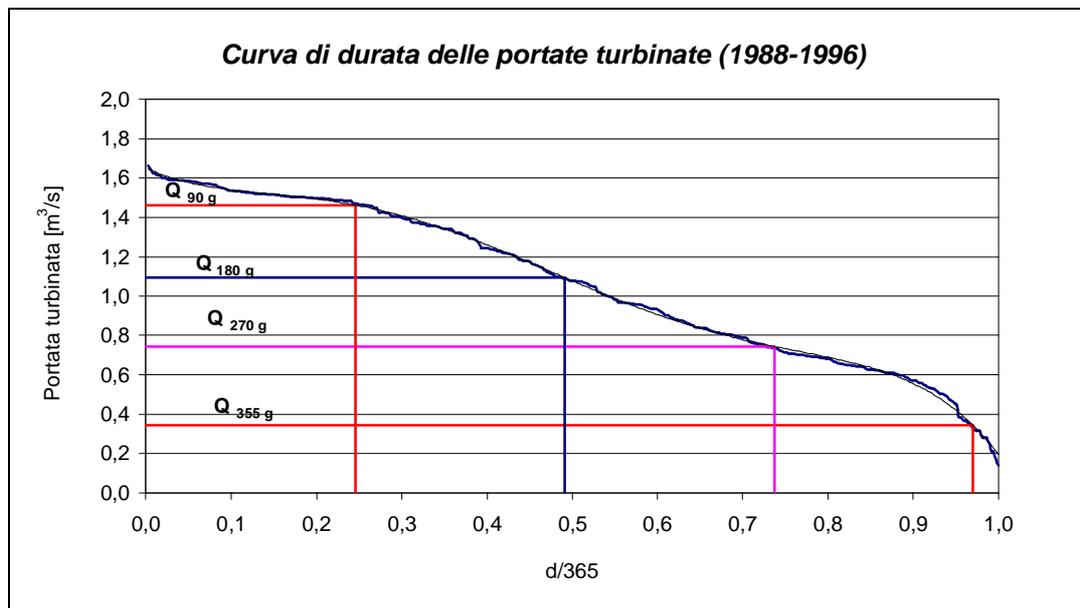


Figura 49 Curva di durata (1998-1996).

6.4 Dimensionamento della condotta d'adduzione

In questo paragrafo ci si occupa di dimensionare il sistema acquedottistico di adduzione proposto. Il dimensionamento è stato effettuato ipotizzando di utilizzare tubazioni per condotte di acqua potabile in:

- ghisa sferoidale con giunti tipo rapido, guarnizioni in elastomero, rivestiti internamente con cemento di alto forno applicato per centrifugazione;
- acciaio elettrosaldati rivestiti con prodotti atossici e protetti all'esterno con rivestimento bituminoso di tipo pesante, con estremità a bicchiere cilindrico;
- polietilene ad alta densità (PEAD).

Si è ipotizzato di calcolare le perdite di carico mediante la seguente formula:

$$J = K \frac{Q^2}{D^{5.33}} \quad \text{Formula di Gauckler-Strickler}$$

dove il coefficiente $K = \frac{10,29}{K_s^2}$ si ricava in funzione della scabrezza della tubazione K_s .

Quest'ultimo è pari a $70 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ per tubi usati sia in acciaio che in ghisa, ed è pari a $100 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ e $95 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ per tubi nuovi rispettivamente in ghisa e in acciaio.

Unitamente al dimensionamento delle condotte in pressione a gravità è stata dimensionata anche la condotta alimentata dall'impianto di sollevamento.

Il tracciato planimetrico dell'acquedotto è rappresentato nella tavola n°5, mentre il profilo longitudinale dell'opera, su cui si sono disegnate le linee piezometriche, è riportato nella tavola n° 6.

Il dimensionamento è stato condotto nelle condizioni di tubi usati e cioè per lo stato definitivo dell'acquedotto, segnando sul profilo la relativa piezometrica. La scelta dei diametri commerciali comporta una perdita di carico che non corrisponde a quella disponibile, pertanto sono state disposte delle valvole a valle dei serbatoi con il compito di dissipare il carico in eccesso.

La serie di diametri è stata determinata secondo il criterio di massima economia delle tubazioni, in particolare l'equazione più generale di economia in un nodo con i condotte in arrivo e j in partenza è rappresentata dall'espressione:

$$\sum_i \frac{d_i^{m+a}}{q_i^n} = \sum_j \frac{D_j^{m+a}}{Q_j^n}$$

dove i coefficienti assumo i seguenti valori: $m = 5.333$, $n = 2$, $a = 1$.

Definiti così i diametri della condotta e la linee dei carichi a tubi usati, è stato necessario preoccuparsi di dissipare, per tutto il primo periodo di funzionamento della condotta (cioè con i tubi nuovi) quella parte del carico totale che non viene assorbita dall'attrito. La soluzione adottata è quella di strozzare ulteriormente le valvole già predisposte a valle dei serbatoi, fino a creare una perdita localizzata pari al carico da dissipare.

Per quanto riguarda la condotta di adduzione con sollevamento, il dimensionamento è stato condotto secondo il criterio di ottimizzazione dei diametri che tiene conto sia dei costi di gestione che dei costi di costruzione.

Indicando con C_i i costi dell'impianto di sollevamento, con r l'aliquota annua del costo della tubazione per l'ammortamento e le spese di gestione, e con C_e i costi di esercizio, si deve rendere minima la funzione:

$$P = C_e + r \cdot C_i = \text{minimo} \rightarrow \frac{dP}{dD} = 0$$

I costi C_e si ricavano dall'espressione:

$$C_e = W \cdot T \cdot c_w$$

in cui $W = \frac{g \cdot Q \cdot H}{h}$ è la potenza in kW della pompa installata, T tempo di

funzionamento annuo in ore, c_w costo dell'energia utilizzata in €/kW.

I costi C_i si ricavano dall'espressione:

$$C_i = D^n \cdot L \cdot K$$

in cui K e a sono coefficienti che dipendono ad esempio dal tipo di materiale, dalla sua classe, dalle condizioni di posa, etc., mentre il coefficiente n è generalmente assunto pari a 1.

Si riporta in tabella il risultato finale ottenuto:

Dimensionamento dello schema acquedottistico di adduzione.

Numero	Tratto	L [m]	Q [m³/s]	D [mm]	Materiale
<i>Schema principale</i>					
1	A-B	1827	0,038	250	Ghisa
2	B-SC1	123	0,006	60	Ghisa
3	B-C	950	0,032	200	Ghisa
4	C-IP	110	0,015	125	Ghisa
5	C-D	3576	0,017	200	Ghisa
6	D-SR1	614	0,006	80	Ghisa
7	D-E	4450	0,011	150	Ghisa
8	E-SS	3428	0,002	65	Acciaio
9	E-F	927	0,009	150	Ghisa
10	F-SR	172	0,006	50	Acciaio
11	F-G	2043	0,003	100	Ghisa
12	G-SA1	166	0,000	20	PEAD
13	G-SO	2681	0,003	80	Ghisa
<i>Condotta per Trivero e Portula</i>					
1	SIP-A	1914	0,015	150	Ghisa
2	A-SP	102	0,005	80	Ghisa
3	A-ST3	2146	0,01	125	Ghisa
<i>Condotta con impianto di sollevamento</i>					
1	IP-SIP	386,8246	15	150	Ghisa

Per quanto riguarda il significato dei tratti si rimanda alla Tavola "Nuovo schema acquedottistico" , in cui è schematizzato il nuovo sistema acquedottistico.

6.5 Applicazione del criterio di valutazione esplorativa di affidabilità al nuovo schema

Il criterio di valutazione esplorativa di affidabilità proposto da Claps e Sileo (2000) è stato applicato al sistema acquedottistico in progetto, in modo da evidenziare come cambiano i livelli di servizio delle utenze nel caso di un sistema in cui è stata ridotta la frammentazione e le caratteristiche di isolamento.

Inoltre si è calcolato l'indice di vulnerabilità idrologica per quelle utenze che si approvvigionano da fonti locali, al fine di determinare un indice di vulnerabilità complessiva che permetta di verificare effettivamente la riduzione di vulnerabilità delle utenze.

Nello studio si considerano sia le utenze collegate allo schema acquedottistico in progetto sia le utenze sganciate dallo schema. In definitiva le utenze indipendenti sono rappresentate dai comuni di Ailoche 2, Coggiola 2, Pray 2, Guardabosone e Caprile, dove si ricorda che il simbolo 2 identifica le utenze del comune che per la loro quota elevata o posizione isolata non si possono agganciare al sistema in progetto. Viceversa tutte le utenze restanti sono servite dalla nuova condotta d'adduzione.

Innanzitutto si è ipotizzata una dotazione idrica di 250 l/ab/d e si è considerata la popolazione residente e fluttuante riferita all'anno 2001.

In base a queste considerazioni si sono calcolati i parametri caratteristici delle utenze secondo il criterio Claps-Sileo (2000), in particolare si nota subito che, per come è definito il sistema acquedottistico, assumono molta più importanza i parametri *CONS* e *CAR*.

Il parametro *PERC* è condizionato dalla scelta del valore di soglia al di sotto del quale la sorgente è considerata effimera. Pertanto si è costruita la curva di frequenza cumulata con i dati di portata delle sorgenti che si ipotizza di continuare a utilizzare anche nel sistema acquedottistico in progetto.

In base al grafico riportato nella figura 50 si è valutato opportuno definire un valore di soglia di 40 l/min in funzione di una frequenza cumulata pari a 0,5.

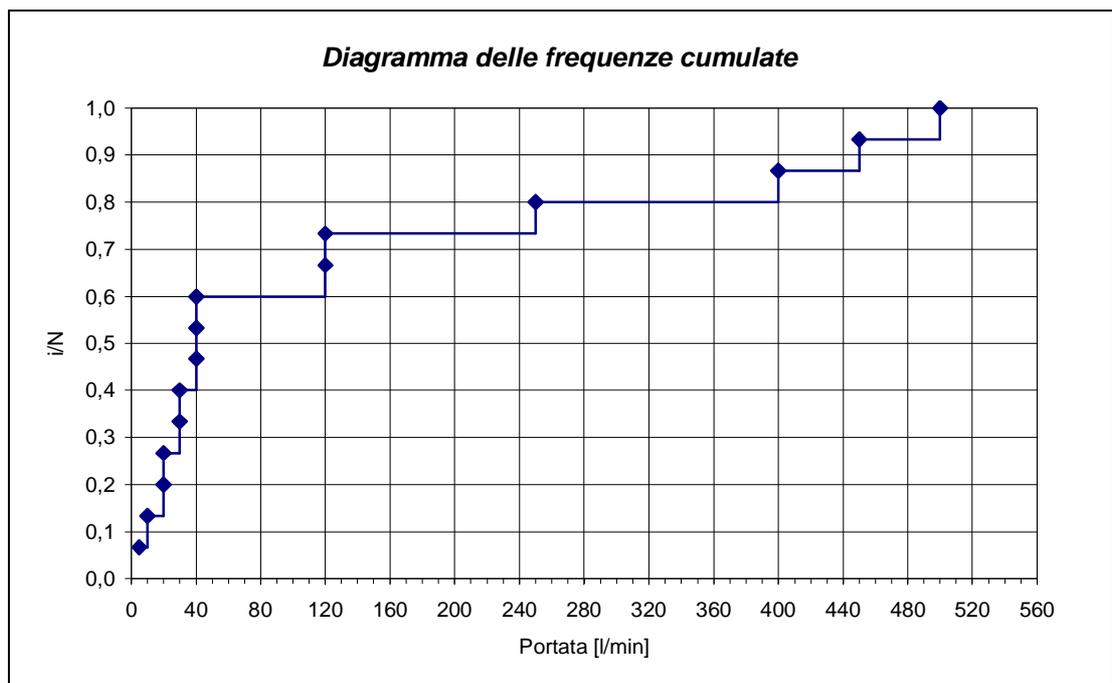


Figura 50 Diagramma delle frequenze cumulate delle portate delle sorgenti

Di seguito si riportano i grafici riassuntivi dei vari parametri di vulnerabilità

I valori del parametro *PERC* evidenziano che, in questo caso, sono state dismesse la maggior parte delle sorgenti effimere, mentre dove questo non è stato ritenuto opportuno (o non possibile) il parametro *PERC* assume valore 1.

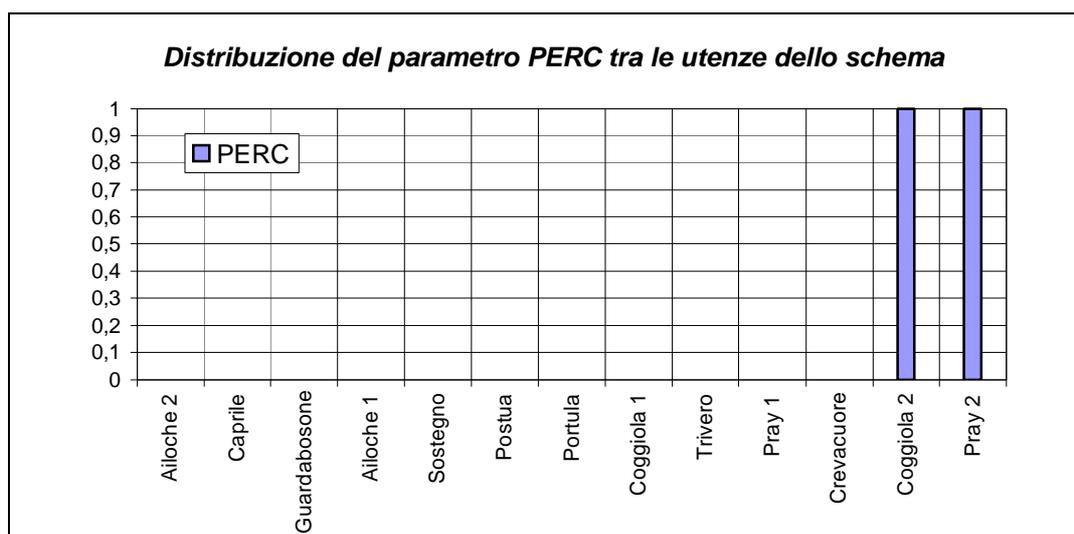


Figura 51 Parametro PERC.

Rispetto ai casi precedenti varia di molto anche il parametro *FONT*, in quanto come detto il numero di fonti utilizzate nel nuovo schema acquedottistico previsto sono in numero minore.

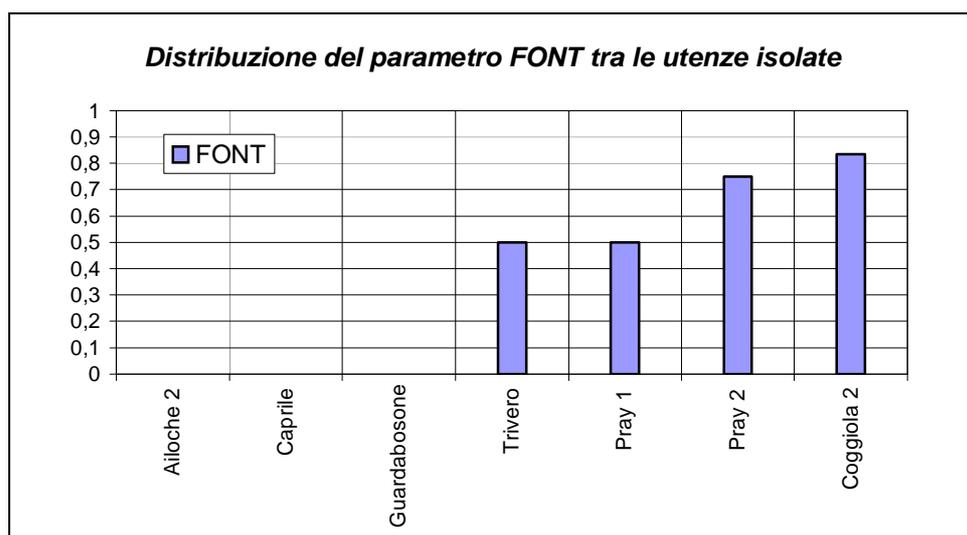


Figura 52 Parametro FONT.

Osservando contemporaneamente il valore del parametro *FONT* e *PERC* si nota che le utenze indipendenti di Coggiola 2 e Pray 2 sono quelle che presentano il maggior grado di vulnerabilità, per numero di fonti e portata effimera delle stesse.

Tuttavia si tratta di un numero di utenti così modesto che non si ritiene conveniente adottare sistemi che possano aumentare l'indice di affidabilità.

Le figure 53 e 54 rappresentano le distribuzioni dei parametri *CONS* e *CAR*, calcolati solamente per le utenze collegate allo schema principale. Infatti questi parametri, per come sono definiti, perdono significato nel caso di utenze sganciate e indipendenti da uno schema acquedottistico principale.

La distribuzione dei parametri *CONS* e *CAR* consente di notare immediatamente alcune particolarità dello schema idrico in progetto, a partire da quella preminente che è la presenza di un centro abitato di dimensione maggiori rispetto agli altri. Infatti queste due figure mostrano che il comune di Trivero presenta i valori maggiori di vulnerabilità, poiché i parametri *CONS* e *CAR* sono strettamente legati alla dotazione idrica.

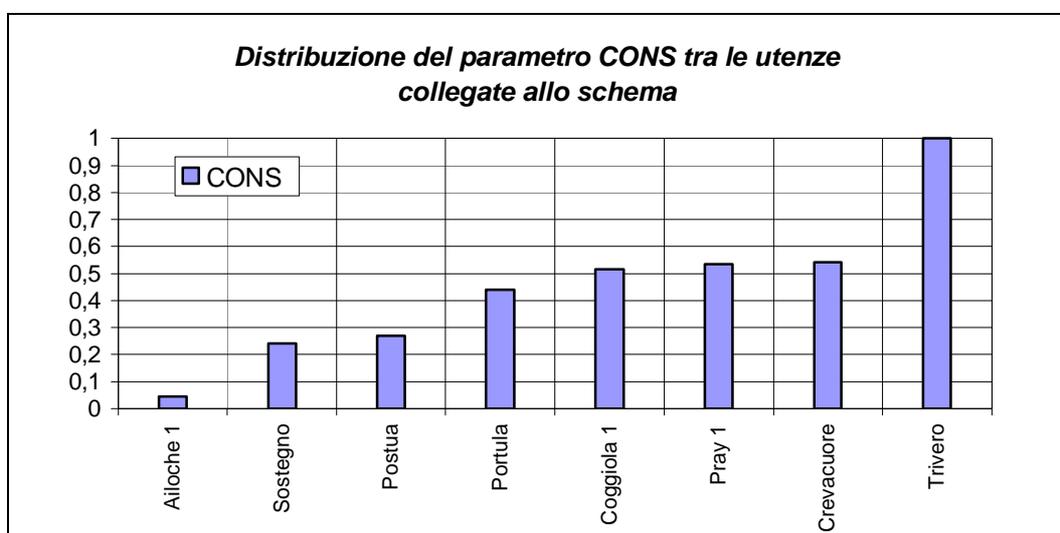


Figura 53 Parametro CONS.

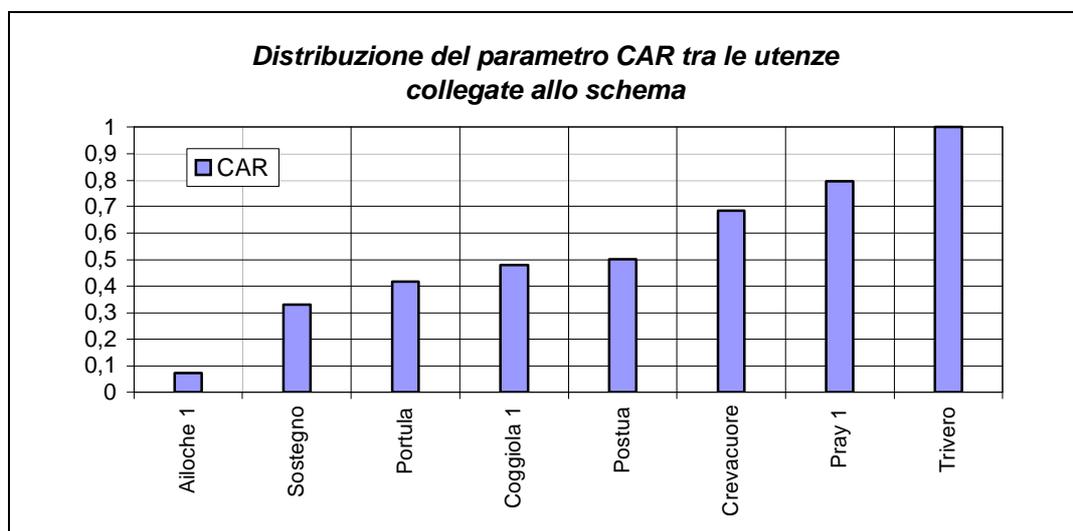


Figura 54 Parametro CAR.

In base alla configurazione dello schema si determina il valore del parametro *CAR*, funzione della distanza dalla presa superficiale e della quota del serbatoio. Da notare che per il comune di Trivero e Portula il calcolo è stato condotto con riferimento al serbatoio di accumulo alimentato dall'impianto di pompaggio, situato a quota 800 m s.l.m.

La figura 55 mostra l'andamento degli indici di severità di fallanza *SEV* con riferimento a tutte le utenze, sia indipendenti che collegate allo schema.

Dalla classifica delle utenze si nota che Ailloche 2, Caprile, Gurdabosone presentano i massimi valori di affidabilità nei riguardi della severità di fallanza, mentre le utenze isolate di Coggiola e Pray sono le più vulnerabili.

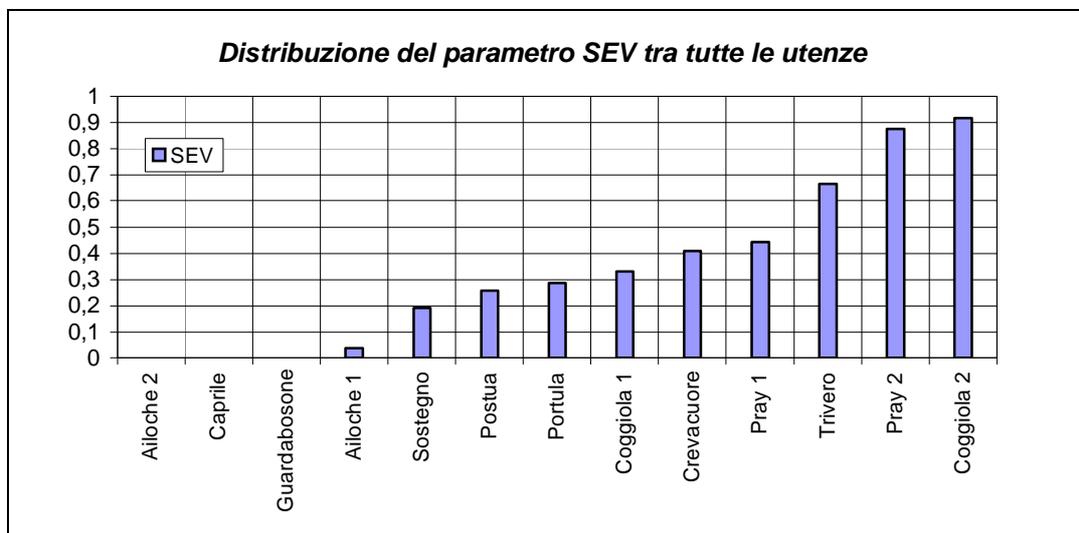


Figura 55 Parametro SEV.

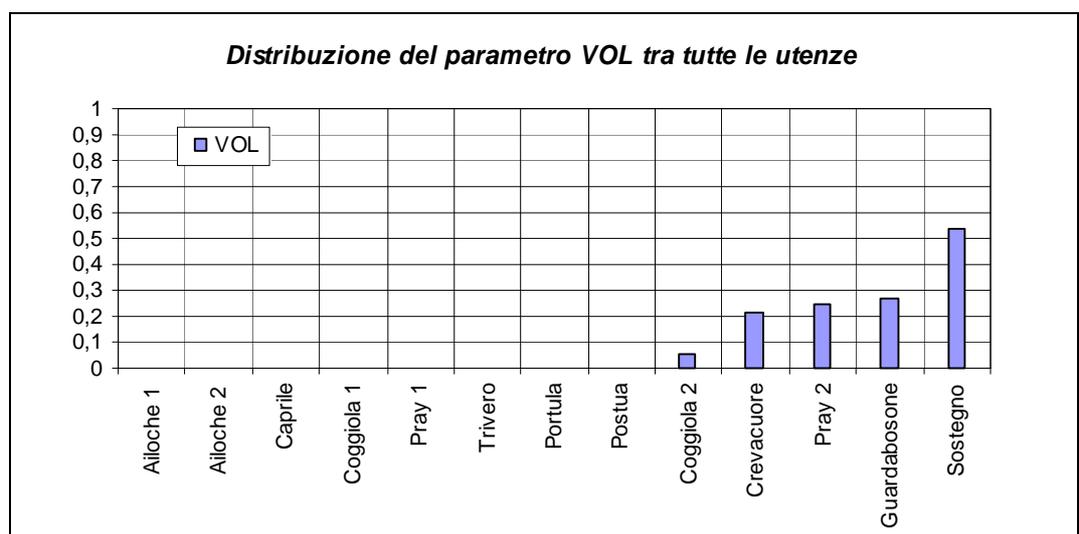


Figura 56 Parametro VOL.

La distribuzione del parametro *VOL* è rappresentata nella figura 56, in cui si nota che per la maggior parte delle utenze la riserva idrica accumulabile è maggiore della dotazione volumetrica giornaliera espressa in m³/g.

Per il calcolo di questo parametro è necessario ipotizzare un volume accumulabile dai serbatoi che si prevede di costruire nel sistema acquedottistico d'adduzione in progetto.

In particolare si è scelto un volume dei serbatoi tale da rendere massima l'affidabilità delle utenze nei confronti del parametro *VOL*. I serbatoi da realizzare sono quattro, relativi alle utenze di Coggiola 1, Portula, Postua e Pray, a cui si aggiunge il serbatoio di testata alimentato dalla stazione di pompaggio. Nella figura 57 è rappresentata la distribuzione del parametro *DIST*, calcolato sia per le utenze collegate allo schema sia per le utenze indipendenti. Per queste ultime si è valutata la distanza tra le fonti locali e i serbatoi di accumulo delle utenze, confrontate con la distanza massima dello schema principale. Per quanto riguarda invece le utenze collegate allo schema si sono valutati i rapporti tra la distanza dei serbatoi di testata delle utenze dal punto di presa e la massima distanza dello schema, rappresentata dalla distanza tra l'opera di derivazione e il serbatoio del Comune di Postua.

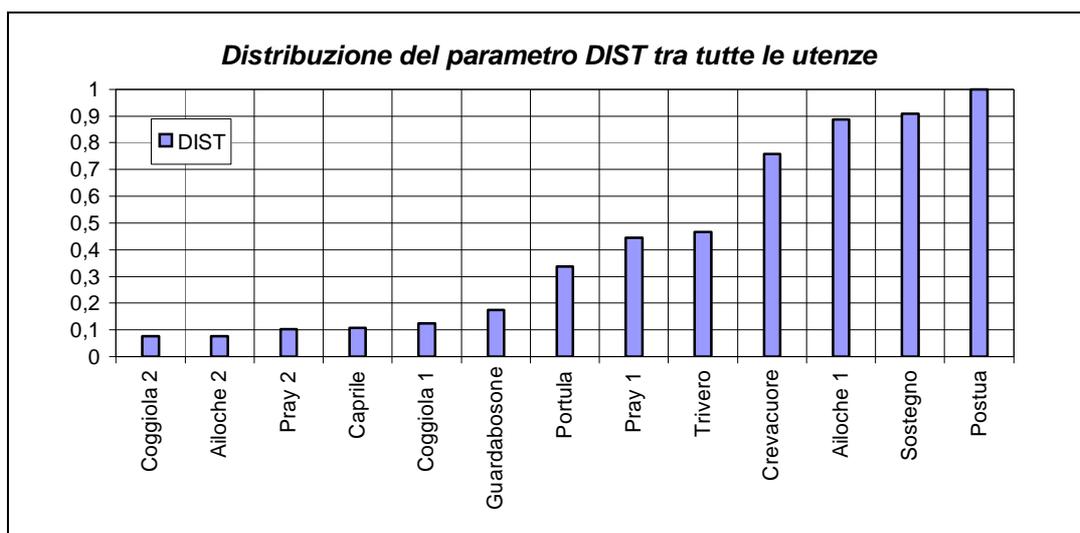


Figura 57 Parametro *DIST*.

Nella figura 58 è rappresentato il valore del parametro *SOL* in riferimento alle utenze servite da stazioni di pompaggio. Il comune di Portula è servito completamente dall'impianto di pompaggio in progetto, per cui il parametro *SOL* assume il massimo valore di vulnerabilità. Il comune di Trivero è alimentato da due impianti di sollevamento e da un gruppo di sorgenti, pertanto il rapporto tra le portate sollevate e la portata totale definisce un indice di vulnerabilità elevato.

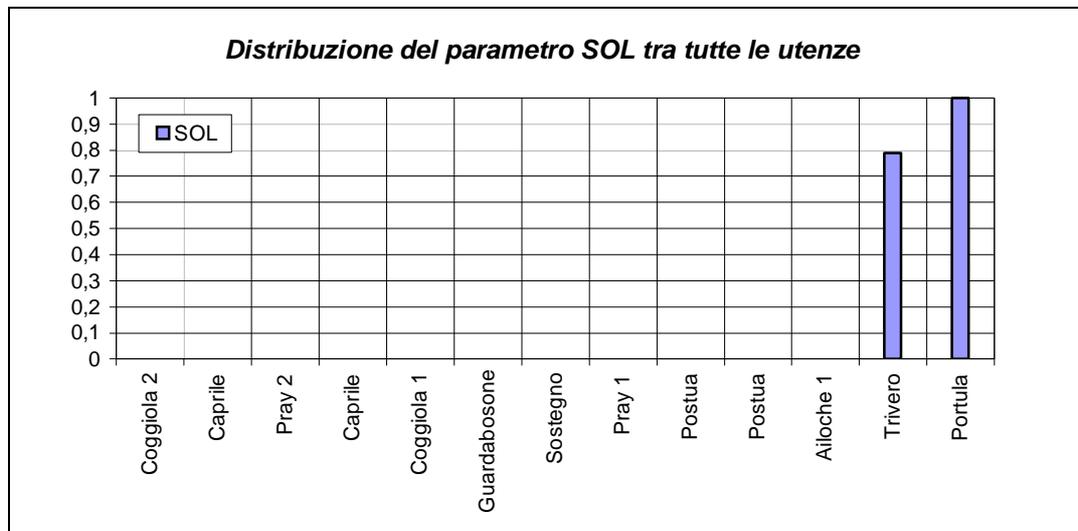


Figura 58 Parametro SOL.

In definitiva si ricava l'andamento del parametro *FRE*, riportato in figura 59, da cui si nota un indice di vulnerabilità crescente in funzione della distanza dall'opera di presa e della minore disponibilità di riserva idrica.

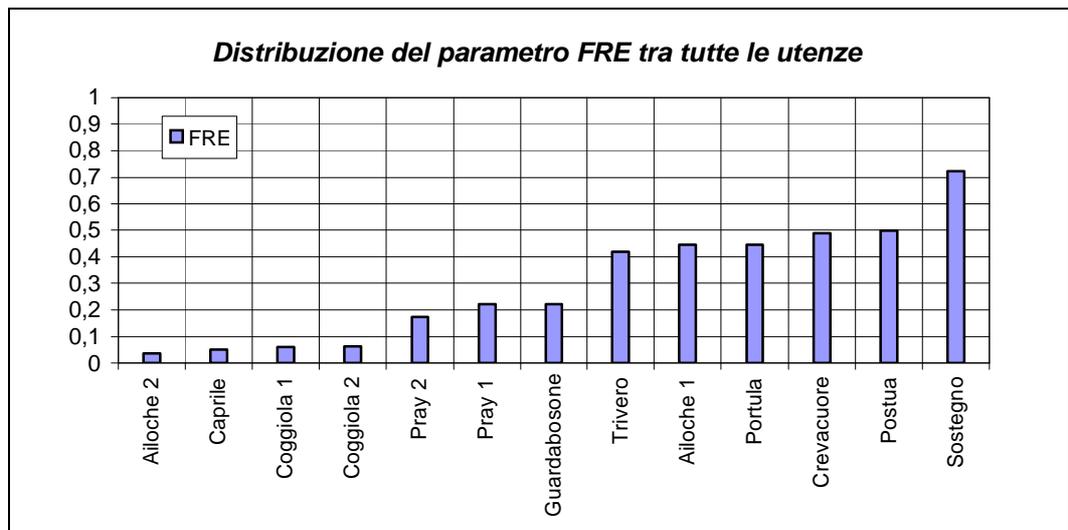


Figura 59 Parametro FRE

L'indice di vulnerabilità finale di ogni utenza, calcolato tramite la media dei parametri *SEV* e *FRE*, è rappresentato nella figura 60. Il risultato finale mette in evidenza che il comune di Trivero è caratterizzato da un indice di vulnerabilità intrinseca maggiore, poiché dipende da due impianti di sollevamento.

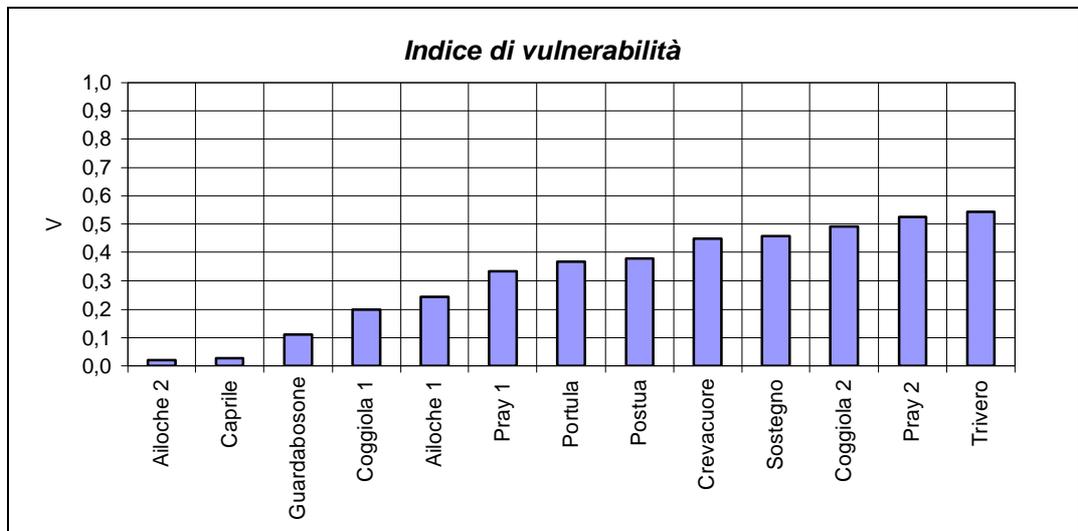


Figura 60 Indici di vulnerabilità intrinseca.

Determinata la vulnerabilità intrinseca, si è definito l'indice di vulnerabilità idrologica in funzione di determinati tempi di ritorno (T= 5, 10, 20 anni) per quelle sole utenze che sono servite da fonti locali.

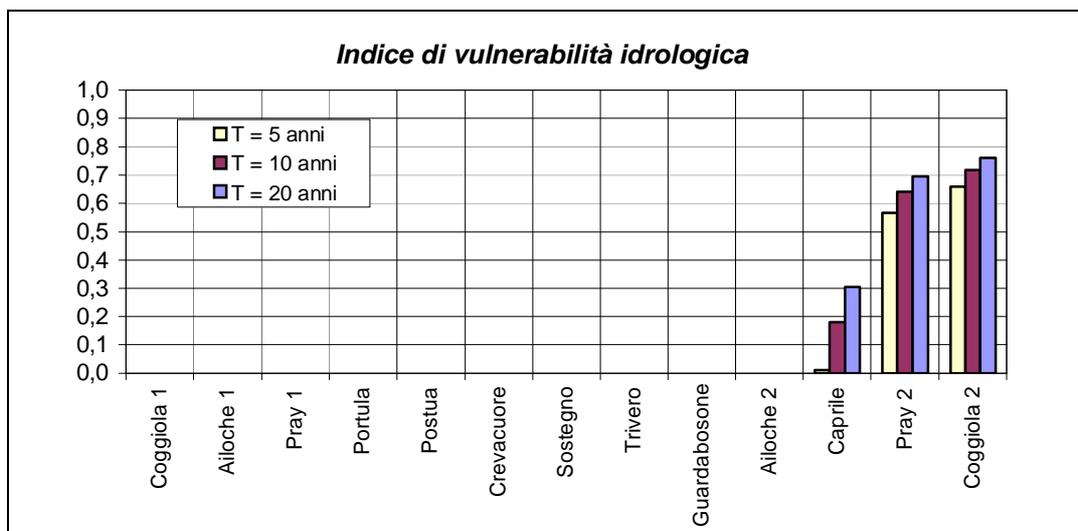


Figura 61 Indici di vulnerabilità idrologica.

Infatti, vista la grande disponibilità idrica del nuovo sistema di approvvigionamento, si può ritenere nulla la vulnerabilità idrologica per le utenze collegate allo schema. Nella figura 61 è indicata la classifica di vulnerabilità idrologica delle utenze.

A questo punto si ricava l'indice di vulnerabilità complessiva tramite la media tra la vulnerabilità intrinseca e la vulnerabilità idrologica, il risultato è riportato nella figura 60.

L'indice complessivo evidenzia che le utenze meno affidabili sono proprio quelle non collegate allo schema principale, che sono alimentate da fonti decisamente vulnerabili ad eventi siccitosi. Tuttavia queste utenze sono molto piccole, circa 500 abitanti, e situate in zone del territorio piuttosto accidentate per cui non sarebbero giustificati i costi necessari per aumentare l'indice di affidabilità. Si nota inoltre che la classifica di vulnerabilità intrinseca delle utenze collegate allo schema principale è rimasta invariata, semplicemente il valore dell'indice di vulnerabilità complessiva è stato dimezzato. In questa proposta migliorativa i comuni che risultano più affidabili sono Guardabosone, Ailoche e Coggiola per quanto riguarda l'utenza collegata allo schema principale. In generale l'indice di vulnerabilità si attesta comunque su valori molto bassi.

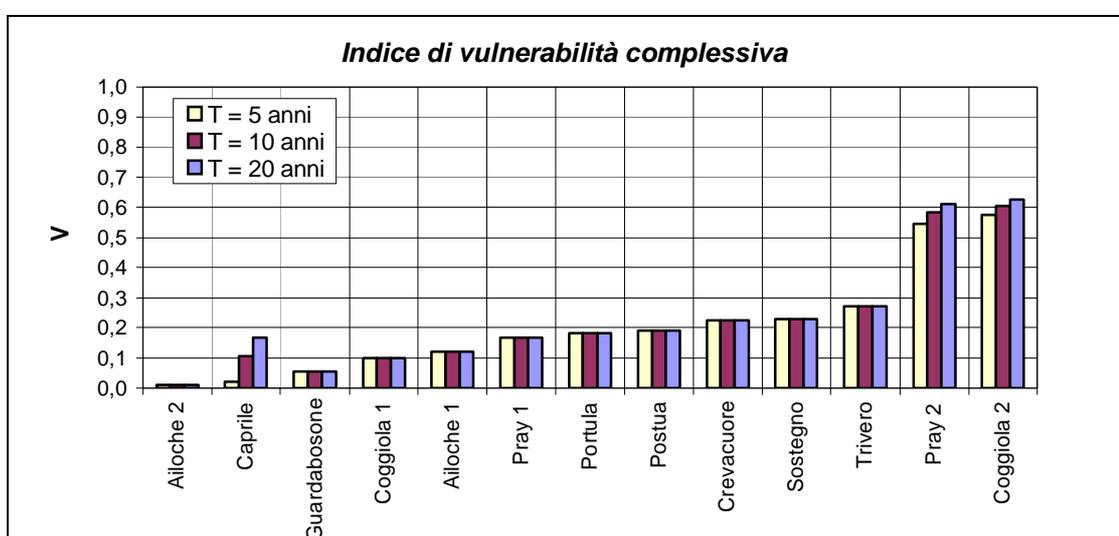


Figura 62 Indici di vulnerabilità complessiva.

6.6 Confronto tra indici di vulnerabilità

L'indice di vulnerabilità complessivo ricavato nel paragrafo precedente è confrontato con l'indice di vulnerabilità complessivo ricavato per gli schemi acquedottistici attuali.

Nello schema acquedottistico d'adduzione proposto si sono considerate utenze diverse rispetto al caso attuale, per il fatto che la maggior parte di queste sono state collegate tra loro dalla condotta d'adduzione in progetto. Al fine di permettere un confronto, si è determinato un indice di vulnerabilità complessivo a scala comunale pesato rispetto all'importanza delle utenze, cioè mediando gli indici ottenuti relativi alle utenze appartenenti allo stesso comune.

Per il confronto si ritiene interessante considerare il tempo di ritorno pari a 10 anni, in quanto caratteristico della siccità invernale che ha colpito il Piemonte, e la zona in studio in modo particolare, nell'anno 2001-2002. Inoltre per congruenza si considera, per quanto riguarda l'indice di vulnerabilità attuale, il caso relativo alla dotazione idrica a 250 l/ab/d. In ogni caso non è stato possibile fare un confronto tra tutti i comuni perché non è stato possibile ricavare un indice di vulnerabilità idrologica per i comuni di Postua e Portula. Il risultato del confronto tra la situazione attuale e la proposta migliorativa è rappresentata in figura 63.

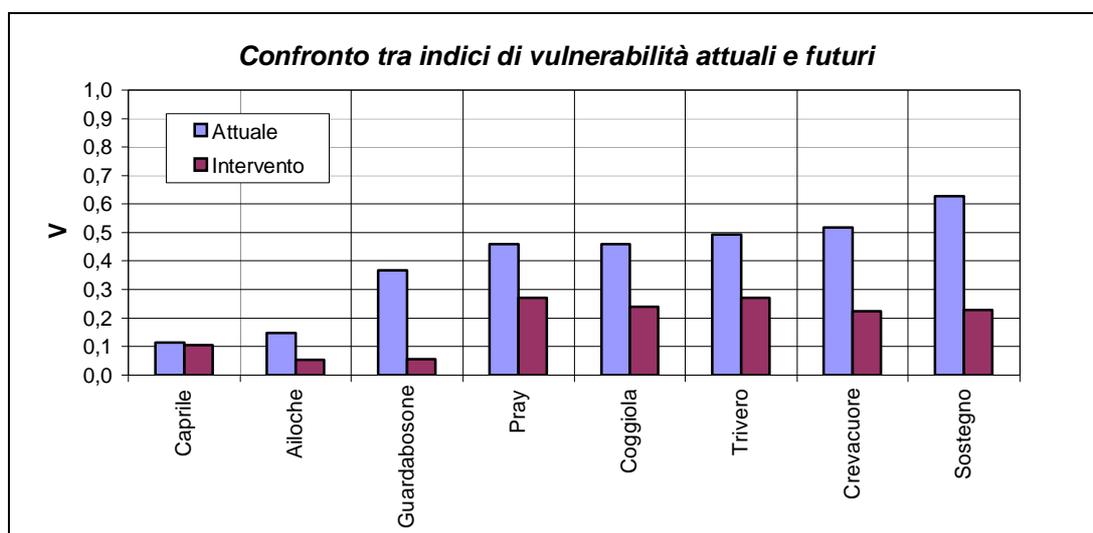


Figura 63 Confronto tra indici di vulnerabilità complessiva.

Si nota immediatamente che a seguito delle varianti proposte la vulnerabilità complessiva di tutte le utenze risulta minore, o molto minore, rispetto alla vulnerabilità attuale, dimostrando in termini oggettivi i vantaggi che si ottengono riducendo la frammentazione dei sistemi e delle fonti di approvvigionamento.

Da sottolineare che per i comuni di Coggiola e Pray è importante l'influenza delle utenze considerate come isolate e indipendenti, poiché causano un aumento della vulnerabilità.

Alla luce della legge 36/94 che riorganizza il sistema idrico integrato secondo i principi di economia, efficacia ed efficienza, i risultati di questa analisi sono importanti perché propongono una soluzione che permette di raggiungere gli obiettivi fondamentali prefissati dalla normativa nazionale in materia di risorse idriche.

CONCLUSIONI

La valutazione di vulnerabilità dei sistemi acquedottistici di adduzione del comprensorio della Val Sessera è stata condotta seguendo due direzioni, la cui convergenza fornisce risultati molto interessanti. Inizialmente, applicando una metodologia proposta da Claps e Sileo (2000), si è ricavata una classificazione di vulnerabilità generale delle utenze, valutata rispetto all'impatto che eventuali rotture o riduzione di funzionalità in genere producono sui livelli di servizio forniti ai diversi utenti. Successivamente, è stata condotta un'analisi statistica sui dati relativi all'invaso del Sessera (minimi annui delle portate medie mensili) per determinare dei coefficienti di riduzione degli apporti medi in funzione di diverse probabilità di non raggiungimento. Questi coefficienti sono stati utilizzati per determinare i valori critici relativi alle sorgenti e quindi valutare il rischio idrologico relativo alle fonti di alimentazione.

La convergenza dei risultati ottenuti nelle delle due citate direzioni è rappresentata da un indice di vulnerabilità complessiva V_c delle utenze rispetto a condizioni di rischio di deficienze idriche e di riduzione delle funzionalità del sistema. In base a tale indice, gli acquedotti comunali studiati possono essere classificati in tre gruppi (Figura :

Indice di vulnerabilità $V_c > 0,4$ (Trivero, Sostegno, Crevacuore);

Indice di vulnerabilità $0,2 < V_c < 0,4$ (Pray, Coggiola);

Indice di vulnerabilità $V_c < 0,2$ (Caprile, Ailoche, Guardabosone).

Gli ultimi tre sono quelli che presentano caratteristiche di maggiore affidabilità sia in relazione alla configurazione del servizio che rispetto alle caratteristiche delle fonti di approvvigionamento.

Dall'analisi della situazione attuale dei sistemi di approvvigionamento idrico del comprensorio della Val Sessera, emerge l'opportunità di un ammodernamento e riorganizzazione delle opere idrauliche di captazione, adduzione e accumulo delle risorse idriche ad uso potabile, anche in considerazione dell'incrementarsi delle ricorrenze di surplus e deficit idrici che si è verificato nell'ultimo decennio.

Per quanto riguarda le sorgenti, le criticità emerse dallo studio sono risultate di tipo quantitativo, essendo le portate fortemente influenzate dalla stagionalità. Questo problema, riguardante soprattutto le zone montane e pedemontane, determina la necessità di individuare risorse idriche integrative di emergenza, anche se solo in un contesto di irrobustimento e maggiore integrazione dei sistemi. In questa ottica si inserisce una proposta d'intervento qui formulata, finalizzata alla riduzione dei punti di approvvigionamento ed all'aumento delle portate specifiche.

L'analisi di vulnerabilità effettuata sul nuovo schema, ottenuto in base alla proposta formulata, mette in evidenza un aumento dell'affidabilità complessiva del sistema idrico e, nel contempo, suggerisce elementi di valutazione che possono essere estesi a tutti i sistemi acquedottistici di montagna.