

CONSORZIO BEALEROTTO MUSSI
DI MIGLIORAMENTO FONDIARIO
associato al
Consorzio di irrigazione di II° grado del Pesio

Delibera CIPE n. 25/2016 Fondo Sviluppo e Coesione
 Delibera CIPE n. 53/2016 Piano Operativo Agricoltura
 Sottopiano 2 "Interventi nel campo delle infrastrutture irrigue, bonifica idraulica, difesa delle
 esondazioni, bacini di accumulo e programmi collegati di assistenza tecnica e consulenza"
 Decreto Ministeriale di concessione n. 26314 del 19/06/2019

**INTERVENTI DI ADEGUAMENTO DELL'APPROVVIGIONAMENTO ED AMMODERNAMENTO
 DEL SISTEMA D'IRRIGAZIONE DELLE AREE IRRIGUE SOTTESE ALL'INVASO PIANFEI,
 VOLTI AL RISPARMIO DELLE RISORSE IDRICHE, NEI COMUNI DI PIANFEI E CHIUSA PESIO**

L'UFFICIO TECNICO CONSORTILE:



CONSORZIO DEL PESIO
 Consorzio di irrigazione di II° grado
 12084 MONDOVI - Via G. B. Cottolengo, 13
 Tel. +39(0174)42724 - email : info@consorziodelpesio.it
 pec : posta@pec.consorziodelpesio.it

**CONSORZIO IRRIGUO COMPENSORIO VALLI ELLERO,
 CORSAGLIA, CASOTTO**
 Consorzio di irrigazione di II° grado
 12084 MONDOVI - Via G. B. Cottolengo, 13
 Tel. +39(0174)42724 - email : el.cor.ca@tiscali.it / pec : elcorca@pec.it



ASSOCIAZIONE IRRIGAZIONE EST SESIA
 28100 NOVARA - Via Negrini, 7
 Tel. +39(0321)675211 - Fax +39(0321)398458
 email : estsesia.pec@legalmail.it



**CONSORZIO DI BONIFICA DELLA
 BARAGGIA BIELLESE E VERCELLESE**
 13100 VERCELLI - Via Fratelli Bandiera, 16
 Tel. +39(0161)283811 - Fax +39(0161)257425
 email : segreteria@consorziobaraggia.it



(Dott. Ing. Domenico CASTELLI)

SERIE:

INQUADRAMENTO GENERALE

DATA

GENNAIO 2020

ELABORATO:

AGGIORNAMENTO

ELABORATO N°

IG 1.1

RELAZIONE GENERALE

ATTIVITÀ SPECIALISTICHE:

PROGETTO ESECUTIVO

ARCH. 10443E

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
 DELLA FASE PROGETTUALE:

(Dott. Ing. Massimo DEL GAUDIO)

MODIFICHE

Aggiornamento

1

07.04.2020

CONTROLLO

OPERATORE

CONTROLLO

APPROVAZIONE

Firma

GV

DC

DC

INDICE

1.	INTRODUZIONE.....	1
1.1.	PREMESSA.....	1
1.2.	INQUADRAMENTO TERRITORIALE: L'ORGANIZZAZIONE AMMINISTRATIVA DEL CONSORZI IRRIGUI.....	3
1.3.	IL DEFICIT IDRICO.....	6
1.4.	LA STRATEGIA DI RIDUZIONE DEL DEFICIT IDRICO.....	11
2.	IL SISTEMA IRRIGUO DELLA ROGGIA BEALEROTTO MUSSI.....	13
3.	GLI INTERVENTI IN PROGETTO.....	15
3.1.	TRASFORMAZIONE DEL SISTEMA IRRIGUO DEL CONSORZI IRRIGUI BEALEROTTO MUSSI E DEL CANALE MONDINA DAL METODO PER SCORRIMENTO AL METODO PER INFILTRAZIONE MEDIANTE ALI GOCCIOLANTI IN PRESSIONE	15
3.1.1.	SINTESI DEL NUOVO BILANCIO IDROLOGICO A SEGUITO DELLA TRASFORMAZIONE DELLA TECNICA IRRIGUA	16
3.1.2.	CONDOTTA DI ADDUZIONE PRINCIPALE ALLE AREE IRRIGUE SOTTESE	18
3.1.3.	CONDOTTA IRRIGUA PRINCIPALE E CONDOTTE SECONDARIE DI DIRAMAZIONE AI SINGOLI COMIZI IRRIGUI.....	19
3.1.4.	IMPIANTO DI FILTRAZIONE E MONITORAGGIO DELLA DISTRIBUZIONE IRRIGUA	29
3.1.5.	NODI IDRAULICI PRINCIPALI DI DIRAMAZIONE	31
3.1.6.	GRUPPO DI CONSEGNA COMIZIALE	36
4.	INTERFERENZE RILEVATE	38
5.	DISPONIBILITA DELL'AREA	38
6.	QUADRO AUTORIZZATIVO	39
7.	CRONOPROGRAMMA.....	40
8.	QUADRO ECONOMICO DI SPESA	41

Allegato 1 - RELAZIONE TECNICA (Relazione G.6.R.1 tratta dal progetto preliminare relativo alla previsione del nuovo invaso artificiale di Serra degli Ulivi in comune di Villanova Mondovì in data febbraio 2012)

CONSORZIO BEALEROTTO MUSSI
Consorzio di irrigazione di II° Grado del Pesio
Provincia di Cuneo

Delibera CIPE n. 25/2016 Fondo Sviluppo e Coesione
Delibera CIPE n. 53/2016 Piano Operativo Agricoltura
Sottopiano 2 “Interventi nel campo delle infrastrutture irrigue, bonifica idraulica, difesa
delle esondazioni, bacini di accumulo e programmi collegati di assistenza tecnica e
consulenza” Decreto Ministeriale di concessione n. 26314 del 19/06/2019

INTERVENTI DI ADEGUAMENTO DELL'APPROVVIGIONAMENTO
ED AMMODERNAMENTO DEL SISTEMA D'IRRIGAZIONE
DELLE AREE IRRIGUE SOTTESE ALL'INVASO PIANFEI,
VOLTI AL RISPARMIO DELLE RISORSE IDRICHE,
NEI COMUNI DI PIANFEI E CHIUSA PESIO

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione Generale

1. INTRODUZIONE

1.1. Premessa

Il presente progetto degli interventi di adeguamento dell'approvvigionamento ed ammodernamento del sistema d'irrigazione delle aree irrigue sottese all'invaso Pianfei, volti al risparmio delle risorse idriche, nei comuni di Pianfei e Chiusa Pesio è stato predisposto con la finalità di partecipare al bando di finanziamento pubblico per gli investimenti irrigui pubblicato dal Ministero delle Politiche Agricole, Alimentari e Forestali con Decreto n° 31990 in data 30.12.2016.

Il bando in questione richiama quale norma di partecipazione il Regolamento UE 1305/2013 “PROGRAMMA NAZIONALE DI SVILUPPO RURALE 2014-2020 - MISURA 4 Investimenti in immobilizzazioni materiali - SOTTOMISURA 4.3 Investimenti in infrastrutture per

l'ammodernamento e l'adeguamento dell'agricoltura e la silvicoltura, compresi l'accesso ai terreni agricoli e forestali, la ricomposizione ed il miglioramento fondiario, l'approvvigionamento ed il risparmio di energia e risorse idriche - TIPOLOGIA DI OPERAZIONE 4.3.1. Investimenti in infrastrutture irrigue.”

Ai sensi del succitato Regolamento Comunitario l'intervento proposto è contraddistinto dai requisiti di ammissibilità alla partecipazione in quanto:

- il Soggetto proponente è un Consorzio di Irrigazione di II° grado, soggetto tra quelli elencati quali beneficiari dall'art. 4 del bando di gara;
- il Soggetto proponente è un Ente pubblico non economico riconosciuto con le modalità dell'art. 863 del c.c.;
- il Soggetto proponente è in regola con il titolo di concessione idrica relativa alle prese idriche oggetto della presente progettazione ai sensi del R.D. 1175/1933;
- l'intervento proposto si esplica sulla superficie amministrativa del Soggetto proponente della quale ha competenza statutaria gestionale;
- l'intervento proposto ha caratteristiche comprensoriali ed interaziendali;

Il Ministero delle politiche agricole, alimentari, forestali e del turismo con il *Decreto dell'Autorità di Gestione di approvazione graduatoria provvisoria - domande di sostegno presentate a valere sul bando di selezione delle proposte progettuali nell'ambito del PNSR 2014-2020 - operazione 4.3.1. Investimenti in infrastrutture irrigue* del 08/10/2018 all'Art. 3 comma 5 ha decretato che gli interventi di trasformazione dell'attuale sistema d'irrigazione comprensoriale da un sistema a scorrimento alimentato mediante canali prevalentemente in terra in un sistema di irrigazione per infiltrazione ad ali gocciolanti alimentato mediante condotte a gravità sottese dall'invaso non sono finanziabili a valere sui fondi del bando in parola.

Lo stesso Ministero con *Delibera CIPE n. 25/2016 Fondo Sviluppo e Coesione 2014-2020 Delibera CIPE n. 53/2016 Piano Operativo Agricoltura, Sottopiano 2 “Interventi nel campo delle infrastrutture irrigue, bonifica idraulica, difesa dalle esondazioni, bacini di accumulo e programmi collegati di assistenza tecnica e consulenza”* con Decreto Ministeriale di concessione n. 26314 del 19/06/2019 ha ritenuto gli interventi previsti in progetto meritevoli di concessione del contributo pubblico di finanziamento.

Il contributo è stato concesso relativamente all'azione E: "Adeguamento delle reti di distribuzione dei sistemi irrigui esistenti" - CUP D82B17000690001.

1.2. Inquadramento territoriale: l'organizzazione amministrativa del Consorzi Irrigui

Il territorio in questione ricade nel settore del Piemonte meridionale in Provincia di Cuneo, nella fascia pedemontana compresa tra il torrente Pesio e il torrente Ellero.

Come per la prevalenza del territorio cuneese, anche nella situazione specifica l'agricoltura specializzata svolge un ruolo importante nell'economia locale: le colture necessarie alla filiera bovina e dolciaria sono al vertice qualitativo tra le eccellenze agricole ed agroindustriali nazionali.

Trovano diffusione e margini di redditività le colture foraggere (mais e prato), i nocioleti ed i frutteti. Costituisce, di contro, un freno imprenditoriale all'attività agricola l'incertezza della fornitura idrica già mediamente caratterizzata da insufficienza quantitativa estiva in ragione della stagionalità dei deflussi nei torrenti Pesio ed Ellero e dei relativi affluenti minori.

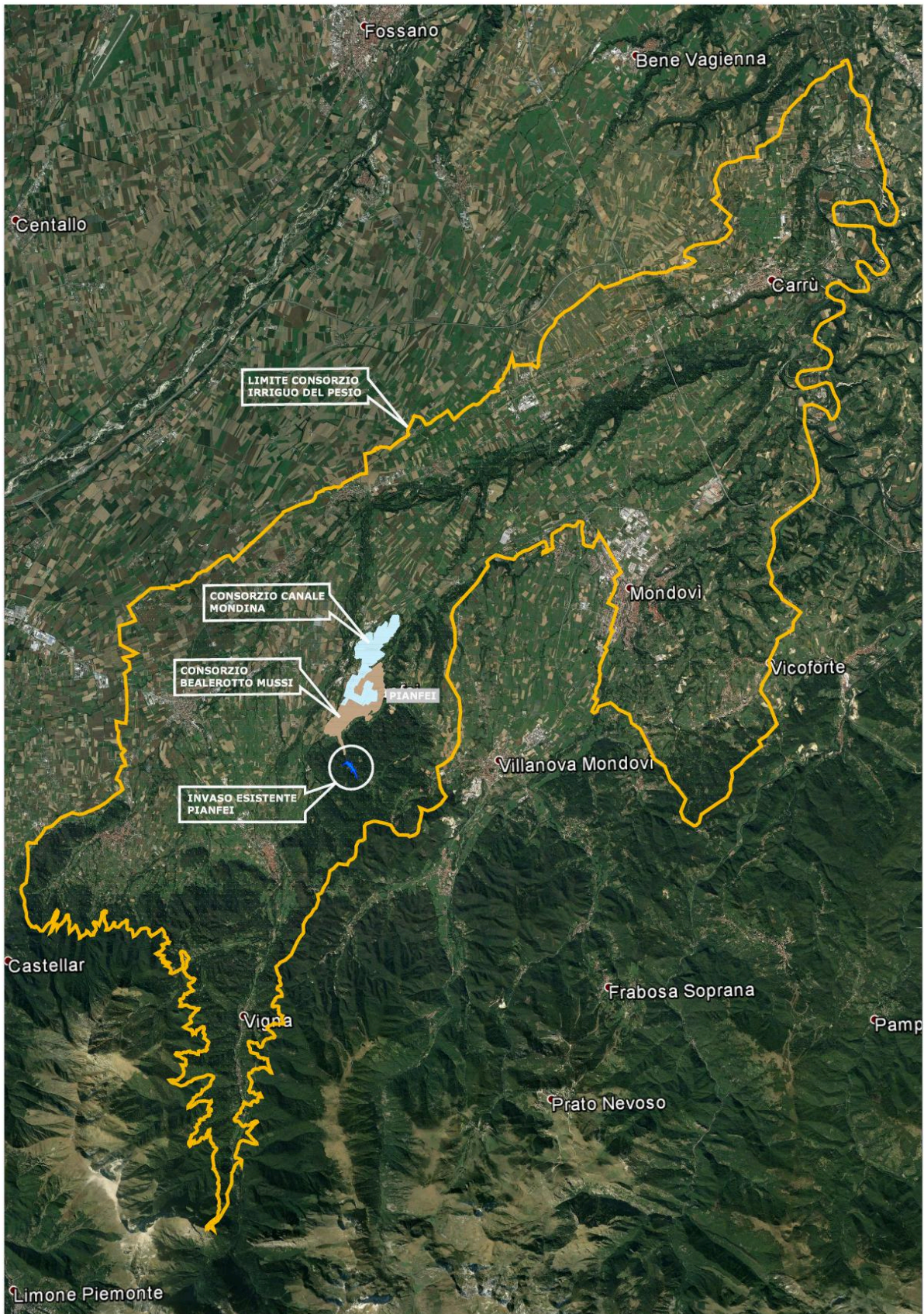
La continuità e la tempestività del servizio irriguo costituiscono, come facilmente intuibile, il principale fattore di garanzia di un'attività agricola qualitativa e redditizia.

L'organizzazione del servizio irriguo è ora affidata a N. 17 strutture consortili di primo grado, come definite dalla Legge regionale 21/99 e s.m.i., a loro volta organizzate in un livello consortile superiore (II° grado) denominato Consorzio del Pesio tra: il Consorzio Irriguo e di Miglioramento Fondiario Acque del Torrente Pesio, il Consorzio Irriguo Gambarello, il Consorzio Irriguo Vigne e Combe, il Consorzio Irriguo Pluciù, il Consorzio Irriguo Lens + Miglioramento Fondiario Bealera Cerrea, il Consorzio Irriguo Carabin Monticello, il Consorzio Irriguo Caramella, il Consorzio Irriguo Canale Gamberera, il Consorzio Irriguo Canale Tonella, il Consorzio d'Irrigazione Canale Brobbio + Pesio di Miglioramento Fondiario, il Consorzio Irriguo Gatto Soprano, il Consorzio Irriguo Gatto Sottano, il Consorzio Irriguo Canale Scarrone, il Consorzio Irriguo Canale del Fabbro, Garelli Arturo, il **Consorzio Irriguo Bealerotto Mussi** ed il Consorzio Irriguo Canale Mondina.

Essi occupano un territorio caratterizzato nella porzione più valliva da ambienti naturali a bassa tensione abitativa, mentre la pianura risulta maggiormente urbanizzata ed industrializzata.

Tra questi, il Consorzio Bealerotto Mussi ed il Consorzio Irriguo Canale Mondina sono due Consorzi Irrigui e di miglioramento fondiario appartenenti ai territori monregalesi dei comuni di Pianfei e Chiusa Pesio la cui azione di organizzazione irrigua si esplica su circa 210 ha mediante le

provvidenze idriche dell'invaso di Pianfei e da alcune captazioni superficiali risorgive del rio Fontana Mondina a valle dello sbarramento.



Tra questi, il Consorzio Bealerotto Mussi è un Consorzio Irriguo e di miglioramento fondiario appartenente ai territori monregalesi dei comuni di Pianfei e Chiusa Pesio.

Nella logica di contrastare la sempre crescente difficoltà nel soddisfacimento del fabbisogno idrico il Consorzio di II° grado del Pesio (all'uopo riunitosi nel consorzio di I grado raccogliente anche i Consorzi Irrigui aderenti al Consorzio di II° grado valli Ellero-Corsaglia-Casotto-Mongia) ha predisposto un ampio programma di potenziamento delle infrastrutture irrigue culminante nella previsione (è attualmente in corso la progettazione definitiva) del nuovo invaso da oltre 10.000.000 di metri cubi d'accumulo di Serra degli Ulivi in comune di Villanova Mondovì.

Parallelamente alla strategia di ampio respiro sopra indicata ma coordinatamente con la pianificazione del Consorzio di II° grado, il Consorzio Bealerotto Mussi ha inteso proporre al finanziamento del PSRN – misura 4.3.1, con apposita progettazione esecutiva datata *Luglio 2017*, un intervento avente l'obiettivo di contrastare la sempre crescente problematica idrica attraverso:

- la riorganizzazione degli organi di scarico dell'esistente invaso artificiale di Pianfei al fine della sua messa a norma e migliore esercibilità;
- la ristrutturazione della rete irrigua sui circa 220 ha del proprio comprensorio irriguo e di quella ricadente sul Consorzio Irriguo Canale Mondina, alimentati dalla stessa asta idrica, al fine di passare da una tradizionale irrigazione a scorrimento ad una a goccia con evidente grande economia di risorsa.

A seguito dell'istruttoria formulata dall'Autorità di Gestione PSRN 2014 - 2020 del Dipartimento delle Politiche Europee ed Internazionali e dello sviluppo Rurale – Direzione Generale dello sviluppo rurale del Ministero delle Politiche Agricole, Alimentari e Forestali e del Turismo, il progetto esecutivo dei lavori di adeguamento dell'approvvigionamento ed ammodernamento del sistema d'irrigazione delle aree irrigue sottese all'invaso di Pianfei, dell'ammontare complessivo di €. 14.560.000,00, risultò idoneo al sostegno di cui al Reg. (UE) 1305/2013 - misura 4.3.1 – “Investimenti in infrastrutture irrigue” per la sola azione E, mentre non lo fu per la parte di progetto afferente alle azioni A ed H in quanto non produttive di risparmio idrico.

Il Ministero delle politiche agricole, alimentari, forestali e del turismo con il *Decreto dell'Autorità di Gestione di approvazione graduatoria provvisoria - domande di sostegno presentate a valere sul bando di selezione delle proposte progettuali nell'ambito del PNSR 2014-2020 - operazione 4.3.1. Investimenti in infrastrutture irrigue* del 08/10/2018 all'Art. 3 comma 5 ha decretato che gli interventi di trasformazione dell'attuale sistema d'irrigazione comprensoriale da un sistema a scorrimento alimentato mediante canali prevalentemente in terra in un sistema di irrigazione

per infiltrazione ad ali gocciolanti alimentato mediante condotte a gravità sottese dall'invaso non sono finanziabili a valere sui fondi del bando in parola.

Lo stesso Ministero con *Delibera CIPE n. 25/2016 Fondo Sviluppo e Coesione 2014-2020 Delibera CIPE n. 53/2016 Piano Operativo Agricoltura, Sottopiano 2 "Interventi nel campo delle infrastrutture irrigue, bonifica idraulica, difesa dalle esondazioni, bacini di accumulo e programmi collegati di assistenza tecnica e consulenza"* con Decreto Ministeriale di concessione n. 26314 del 19/06/2019 ha ritenuto gli interventi previsti in progetto meritevoli di concessione del contributo pubblico di finanziamento. Il contributo è stato concesso relativamente all'azione E: "Adeguamento delle reti di distribuzione dei sistemi irrigui esistenti" - CUP D82B17000690001.

La presente relazione accompagna la formalizzazione dello stralcio della progettazione esecutiva della porzione di lavori relativi agli interventi di trasformazione dell'attuale sistema d'irrigazione comprensoriale, senza variazione alcuna dai contenuti del progetto unitario, attraverso la ristrutturazione della rete irrigua sui circa 220 ha del proprio comprensorio irriguo e di quella ricadente sul Consorzio Irriguo Canale Mondina, alimentati dalla stessa asta idrica, al fine di passare da una tradizionale irrigazione a scorrimento ad una a goccia con evidente grande economia di risorsa.

1.3. Il deficit idrico

Il comprensorio irriguo del Consorzio Bealerotto Mussi e del Consorzio Irriguo Canale Mondina è attualmente costituito da una superficie fondiaria di circa 210 ha completamente dediti a colture foraggere a prato polifita e mais da trinciato.

L'attività agricola è attualmente sostenuta dagli apporti idrici del torrente Pianfei modulati mediante l'invaso in terra di capacità pari a 544.000,00 m³ realizzato nel corso degli anni '60 per mezzo di finanziamenti dell'allora Ministero dell'Agricoltura, oggi MIPAAF e dall'apporto di una captazione risorgiva, costante e monitorata da molti anni lungo il rio Fontana Mondina a valle dello sbarramento nella parte inferiore del comprensorio irriguo, di entità cautelativamente valutabile in circa 10 l/s.

I dati del bilancio idrico sono stati estrapolati dallo studio appositamente redatto per il dimensionamento del volume d'invaso della diga di Serra degli Ulivi del cui sistema anche la diga di Pianfei, e la relativa superficie irrigua, fanno parte e sintetizzati nelle tabelle in seguito riportate.

La definizione quantitativa del bilancio idrico deve tener conto degli elementi conoscitivi disponibili riguardo alle due componenti principali: andamento delle disponibilità, dipendente dal regime idrologico, e domanda idrica con le relative priorità di utilizzo.

Per quanto concerne gli afflussi al serbatoio, non essendo materia specifica del presente progetto e rinviando, nel caso d'interesse, alla specifica "Relazione di bilancio idrologico" allegata al citato progetto preliminare si riporta di seguito il dato relativo dell'anno medio e dell'anno siccitoso:

AFFLUSSI ANNO MEDIO	GEN	FEB	MAR	APR	MAG	GIU	LUG	AGO	SET	OTT	NOV	DIC	MEDIA
Portate (l/s)	20	22	29	37	34	22	12	12	17	25	37	27	24,5
Volumi (mc 10 ⁶)	53,57	53,22	77,67	95,90	91,07	57,02	32,14	32,14	44,06	66,96	95,90	72,32	2,04
AFFLUSSI ANNO SCARSO	GEN	FEB	MAR	APR	MAG	GIU	LUG	AGO	SET	OTT	NOV	DIC	MEDIA
Portate (l/s)	20	22	29	37	34	22	9	5,88	13,6	25	37	27	23,457
Volumi (mc 10 ⁶)	53,57	53,22	77,67	95,90	91,07	57,02	24,11	15,75	35,25	66,96	95,90	72,32	1,95

Per quanto concerne le componenti negative del bilancio idrico del serbatoio, esse risultano costituite da:

- deflusso minimo vitale;
- Fabbisogno irriguo del comprensorio agricolo sotteso.

La valutazione del deflusso minimo vitale (DMV) nella sezione di interesse è stata condotta secondo le indicazioni del Decreto della Presidente della Giunta Regionale 17 luglio 2007, n. 8/R.

Il regolamento definisce il deflusso minimo vitale come la portata minima istantanea che deve essere presente in alveo immediatamente a valle dei prelievi, al fine di mantenere vitali le condizioni di funzionalità e di qualità degli ecosistemi interessati. Sulla scorta di tale definizione sono definiti il DMV idrologico, di base ed ambientale la cui metodologia di calcolo è delineata nell'allegato A del D.P.G.R. già citato.

Il DMV idrologico individua la frazione della portata naturale media annua del corpo idrico in una data sezione, calcolata sulla base delle caratteristiche idrologiche peculiari delle diverse aree idrografiche. Il DMV di base rappresenta il DMV idrologico corretto in funzione della morfologia M e dei fenomeni di scambio idrico dei corsi d'acqua con la falda A. Infine il DMV ambientale rappresenta il DMV di base comprensivo degli eventuali fattori correttivi riguardanti la naturalità N, la qualità dell'acqua Q, la fruizione F e le esigenze di modulazione della portata residua a valle dei prelievi T.

L'art. 3 indica che gli ambiti di applicazione del DMV di base sono tra gli altri i prelievi da corsi d'acqua naturali ivi compresi quelli che originano un invaso. L'art. 11 che disciplina i prelievi esistenti dispone il rilascio del DMV di base fermi restando eventuali obblighi di maggior rilascio già previsti nei disciplinari di concessione.

Sulla scorta dei dettami del regolamento in parola si procede alla valutazione della portata di DMV di base.

La metodologia per il calcolo del DMV di base così come indicato nell'Allegato A prevede il calcolo del DMV idrologico e di base mediante l'utilizzo delle seguenti formule:

$$DMV_{IDROLOGICO} = k \cdot q_{MEDA} \cdot S$$

$$DMV_{BASE} = k \cdot q_{MEDA} \cdot S \cdot M \cdot A = DMV_{IDROLOGICO} \cdot M \cdot A$$

dove:

- k frazione della portata media annua, parametro sperimentale determinato per singole aree omogenee ;
- q_{MEDA} portata specifica media annua naturale per unità di superficie del bacino sotteso espressa in l/s km²;
- S superficie del bacino sottesa dalla sezione del corpo idrico espressa in km²;
- M parametro morfologico;
- A parametro che tiene conto dell'interazione tra le acque superficiali e le acque sotterranee.

Determinazione del parametro k

Il parametro k esprime la percentuale della portata media annua naturale che deve essere considerata nel calcolo della componente idrologica del deflusso minimo vitale. Il bacino in esame è compreso entro l'area idrografica individuata come AI-19 Alto Tanaro, per la quale è stato indicato un valore di k pari a 0.1 per i bacini aventi estensione inferiore a 50 km² (Tavola A.2.12 della cartografia di PTA).

Determinazione della q_{MEDA}

La valutazione della portata specifica media annua è effettuata utilizzando il modello di regionalizzazione delle portate espresso dalla formula:

$$q_{MEDA} = 0.00860 \cdot H + 0.03416 \cdot A - 24.5694$$

dove:

- H rappresenta l'altitudine media sul livello del mare del bacino idrografico sotteso alla presa espressa in m;
- A rappresenta l'afflusso meteorico medio annuo, ragguagliato al bacino idrografico, espresso in mm.

L'altitudine media del bacino è stata calcolata come valor medio delle quote comprese entro la superficie del bacino idrografico ottenuto mediante delineazione delle displuviali in ambiente GIS sulla base del modello altimetrico digitale della Regione Piemonte. Il tracciamento del bacino applicando tali metodologie ha permesso di determinare agevolmente il parametro S che rappresenta

la superficie del bacino idrografico sotteso dalla sezione di presa nella quale è calcolato il deflusso minimo vitale.

Il valore dell'afflusso meteorico medio annuo è stato dedotto dalla carta delle isoiete riprodotta nella Tavola A.2.12 del PTA alla scala 1:250.000. Su tale carta è stato sovrapposto il bacino idrografico e sono state evidenziate le zone delimitate da due isoiete contigue di area A_{mi} cui è stata attribuita un'altezza di pioggia h_{mi} pari alla media aritmetica delle altezze corrispondenti alle due isoiete. Se nel bacino di superficie A ricadono un numero di aree A_{mi} pari a N , l'altezza ragguagliata si ottiene con la seguente relazione:

$$h_m = \frac{\sum_{i=1}^N A_{mi} \cdot h_{mi}}{A}$$

Determinazione del fattore morfologico

Il fattore morfologico M da applicare per il calcolo del DMV di base è stato ottenuto consultando la già citata tavola A.2.12 allegata alla cartografia di piano.

Fattore di interscambio idrico

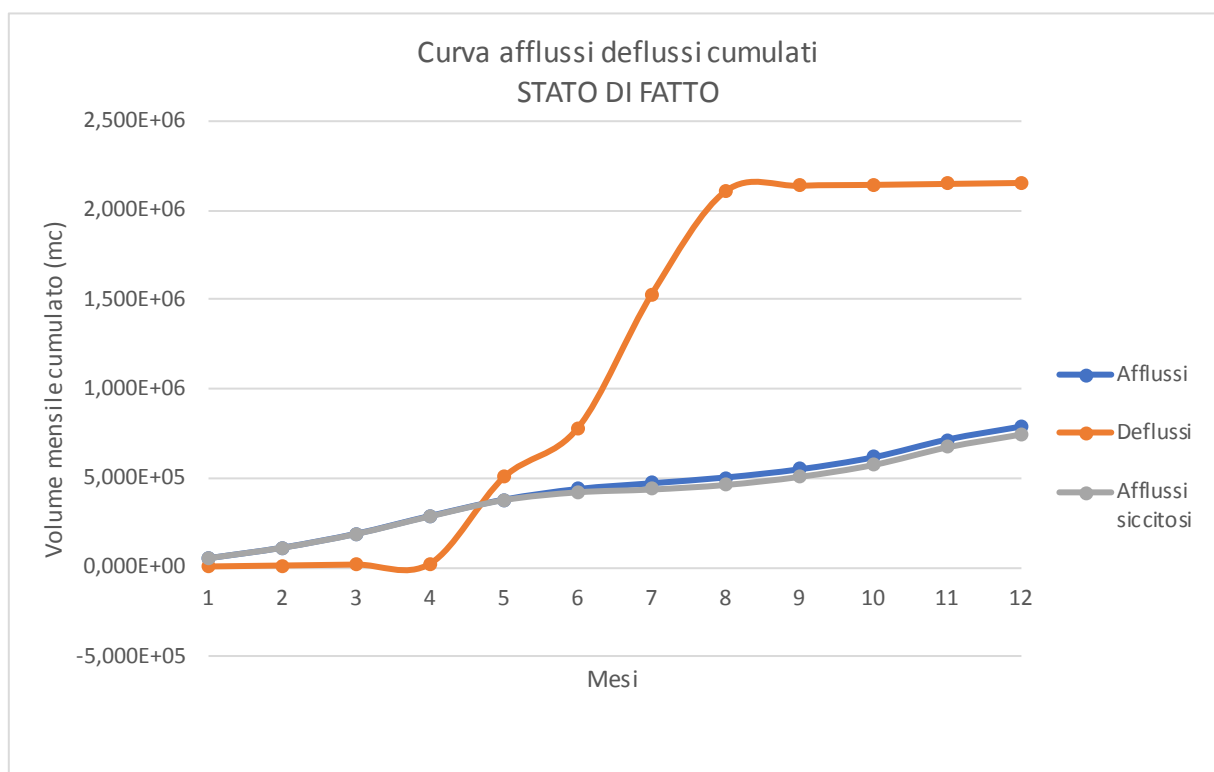
Il fattore A di interscambio con la falda determina una correzione del DMV idrologico nei tratti di corsi d'acqua evidenziati nella tabella riportata nell'allegato A. Poiché il corso del T. Pesio e dei suoi affluenti non figura tra quelli indicati in tabella si è applicato il valore 1.

Bacino	ID	S [km ²]	H [m slmm]	A [mm]	k	q _{meda} [l/s km ²]	M		A	DMV _{idrologico} [l/s]	DMV _{base} [l/s]
Diga	Pianfei	1.06	593	1150	0.1	19.81	3	1.1	1.0	2	2

Il fabbisogno irriguo del comprensorio in esame è stato calcolato con riferimento alle “*Linee guida per la verifica del fabbisogno irriguo, la revisione delle concessioni e il calcolo dei reparti in condizione di magra*” approvate con D.G.R. 14.04.2008 n. 23-8585 e con D.G.R. 21.07.2008 n. 23-9242. Il codice di calcolo appositamente sviluppato, e qui utilizzato, è il “Quant 4”. La metodologia di calcolo è perfettamente coerente con i contenuti del D.M. MIPAAF 31/07/2015, consente di definire direttamente il fabbisogno lordo, sommando al fabbisogno netto parcellare le inefficienze di trasferimento idrico, che è quindi stato utilizzato quale componente negativa dell'equazione di bilancio idrico di derivazione del modello.

Nel rinviare alla specifica *Relazione sul fabbisogno irriguo* per il dettaglio dei dati del deficit idrico si riportano di seguito tabelle e grafico di sintesi per la definizione dell'attuale carenza della capacità d'accumulo della diga di Pianfei.

DIGA DI PIANFEI STATO DI FATTO													
AFFLUSSI						DEFLUSSI						INTEGRALI	
Portate medie mensili (mc/s)	Volumi medi mensili (mc)	Volumi medi integrali (mc)	Fattore K anno siccitoso	Volumi mensili siccitosi (mc)	Volumi integrali siccitosi (mc)	dmv (mc/s)	Prelievi irrigui (mc/s)	Apporto sorgenti valle diga (mc/s)	Prelievo totale (mc/s)	Volumi mensili (mc)	Volumi integrali (mc)	Capacità d'accumulo anno medio (mc)	Capacità d'accumulo anno siccit. (mc)
0,020	5,357E+04	5,357E+04	1,00	5,357E+04	5,357E+04	0,002	-		0,002	5,357E+03	5,357E+03	4,821E+04	4,821E+04
0,022	5,892E+04	1,125E+05	1,00	5,892E+04	1,125E+05	0,002	-		0,002	5,357E+03	1,071E+04	1,018E+05	1,018E+05
0,029	7,767E+04	1,902E+05	1,00	7,767E+04	1,902E+05	0,002	-		0,002	5,357E+03	1,607E+04	1,741E+05	1,741E+05
0,037	9,910E+04	2,893E+05	1,00	9,910E+04	2,893E+05	0,002	-		0,002	5,357E+03	2,143E+04	2,678E+05	2,678E+05
0,034	9,107E+04	3,803E+05	1,00	9,107E+04	3,803E+05	0,002	0,189	0,010	0,181	4,848E+05	5,062E+05	-1,259E+05	-1,259E+05
0,022	5,892E+04	4,393E+05	0,75	4,390E+04	4,242E+05	0,002	0,111	0,010	0,103	2,759E+05	7,821E+05	-3,428E+05	-3,579E+05
0,012	3,214E+04	4,714E+05	0,49	1,575E+04	4,400E+05	0,002	0,288	0,010	0,280	7,500E+05	1,532E+06	-1,061E+06	-1,092E+06
0,012	3,214E+04	5,035E+05	0,80	2,555E+04	4,655E+05	0,002	0,223	0,010	0,215	5,759E+05	2,108E+06	-1,604E+06	-1,642E+06
0,017	4,553E+04	5,491E+05	1,00	4,553E+04	5,111E+05	0,002	0,019	0,010	0,011	2,946E+04	2,137E+06	-1,588E+06	-1,626E+06
0,025	6,696E+04	6,160E+05	1,00	6,696E+04	5,780E+05	0,002	-		0,002	5,357E+03	2,143E+06	-1,527E+06	-1,565E+06
0,037	9,910E+04	7,151E+05	1,00	9,910E+04	6,771E+05	0,002	-		0,002	5,357E+03	2,148E+06	-1,433E+06	-1,471E+06
0,027	7,232E+04	7,874E+05	1,00	7,232E+04	7,494E+05	0,002	-		0,002	5,357E+03	2,153E+06	-1,366E+06	-1,404E+06
Capacità invaso C1+C2 =												1,872E+06	1,910E+06



ANNO MEDIO		
Volume diga di Pianfei:	544.000,00	mc
Capacità teorica necessaria:	1.872.201,60	mc
Deficit permanente	1.365.984,00	mc
Integrazione idrica necessaria	2.694.185,60	mc

ANNO SCARSO		
Volume diga di Pianfei:	544.000,00	mc
Capacità teorica necessaria:	1.910.208,10	mc
Deficit permanente	1.403.990,50	mc
Integrazione idrica necessaria	2.770.198,59	mc

Dall'esame del grafico e delle tabelle di sintesi sopra riportati è possibile constatare come, nel caso dell'invaso di Pianfei, il bilancio non sia soddisfatto nemmeno nell'anno medio permanendo infatti un deficit annuo pari a 1.365.984,00 mc che, in occasione degli anni siccitosi, si eleva a 1.403.990,05 mc.

Tali carenze idriche costituiscono attualmente sofferenze d'irrigazione che si riflette, inevitabilmente, sulla produzione agricola.

1.4. La strategia di riduzione del deficit idrico

Come accennato, le infrastrutture di accumulo ed irrigue del Consorzio irriguo Bealerotto – Mussi e del Consorzio Irriguo Canale Mondina, in quanto aderenti al Consorzio di II° grado del Pesio fanno parte del programma di potenziamento idrico dell'invaso di Serra degli Ulivi che sorgerà in territorio del comune di Villanova Mondovì sul torrente Pogliola pochi chilometri a sud-est dell'invaso di Pianfei.

I due invasi avranno una regola operativa interconnessa mediante un sistema di tubazioni di adduzione e distribuzione che li collegheranno provenienti da prese idriche poste più a monte sui torrenti Pesio ed Ellero.

La strategia di riduzione del deficit idrico si articola quindi su due linee di sviluppo destinate a tempi d'attuazione differenti.

Da un lato la grande opera di ritenuta di Serra degli Ulivi che provvederà ad accumulare i deflussi dei due grandi torrenti della zona (Pesio ed Ellero) intercettandoli nei momenti di abbondanza primaverili ed autunnali destinata ad attendere tempi tecnici, di finanziamento e di costruzione e collaudo significativi, dall'altra una politica di interventi di manutenzione straordinaria,

ottimizzazione di perdite e consumi tale da ridurre sensibilmente, già nel breve periodo, l'attuale deficit.

Tra questi interventi che riguarderanno principalmente i singoli Consorzi Irrigui, le rispettive opere di derivazione ed i canali di distribuzione, un ruolo fondamentale possono avere anche quegli interventi di trasformazione delle tecniche irrigue mirate all'ottimizzazione dei consumi.

L'intervento proposto dal Consorzio Irriguo Bealerotto Mussi (Decreto Ministeriale di concessione n. 26314 del 19/06/2019) agisce significativamente in questa direzione proponendo un progetto la cui finalità è:

trasformare l'attuale sistema d'irrigazione comprensoriale da un sistema a scorrimento alimentato mediante canali prevalentemente in terra in un sistema di irrigazione per infiltrazione ad ali gocciolanti alimentato mediante condotte a gravità sottese dall'invaso. In questo modo si coglierà l'obiettivo di un risparmio idrico molto importante, derivante dalla sommatoria dei risparmi delle perdite di vettoriamento e di quelle di una tecnica irrigua molto più efficiente.

Il Consorzio Irriguo Bealerotto Mussi, con altro finanziamento, ha inoltre agito proponendo al finanziamento ministeriale un altro progetto la cui finalità è:

perseguire la corretta esercibilità dell'esistente vaso di Pianfei mediante interventi di adeguamento dell'opera di ritenuta per un pieno rispetto delle vigenti *Norme tecniche per la progettazione e costruzione degli sbarramenti di ritenuta* approvate con Decreto 26.06.2014 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti consistenti in:

- la realizzazione di una nuova torre in sponda sinistra per l'alloggiamento del nuovo scarico di fondo ed una nuova opera di presa in sostituzione degli attuali inefficienti e posizionati in fondazione al corpo diga in terra;
- il consolidamento dello scarico superficiale che versa in condizioni strutturali precarie e la dotazione di una regolamentare vasca di dissipazione;
- l'integrazione della strumentazione di monitoraggio del corpo diga attualmente insufficiente a valutarne il comportamento strutturale.

2. IL SISTEMA IRRIGUO DELLA ROGGIA BEALEROTTO MUSSI

Come già accennato negli anni '60 i consorziati hanno saputo dare vita all'invaso artificiale di Pianfei finalizzando un'opera fondamentale per la coltivazione dei circa 210 ha fino all'epoca irrigati unicamente mediante gli apporti meteorici e gli scarsi deflussi del rio Fontana Mondina su cui è poi stato realizzato l'invaso.

La graduale trasformazione da un'agricoltura curtense e di sussistenza ad un'agricoltura intensiva e poi di qualità legata alle filiere produttive di quel territorio hanno imposto l'adeguatezza del volume irriguo e, soprattutto, la certezza delle produzioni che solo l'invaso artificiale ha saputo dare.

La diga, collaudata nel 1969, è costituita da un'opera di ritenuta del tipo in terra omogenea con un'opera di presa, parallela all'identico scarico di fondo, costituita da una condotta in acciaio del DN 400 mm posizionata in asse diga in fondazione di quest'ultima entro apposito bauletto in calcestruzzo armato.

Una saracinesca dello stesso diametro posta immediatamente a valle dell'unghia del paramento della diga costituisce il sezionamento dei deflussi per entrambe le tubazioni: la prima alimenta il canale irriguo che trasferisce l'acqua fino al compresorio irriguo consortile attraverso un percorso in parte tubato ed in parte a pelo libero; la seconda, posta sullo scarico di fondo, restituisce la portata direttamente nell'alveo del rio Fontana Mondina.

Il canale di adduzione delle portate irrigue dall'invaso di Pianfei al compresorio irriguo è costituito da una sezione di scavata in naturale che, per la maggior parte del tracciato, fiancheggia il rio Fontana Mondina risultando da questi condizionato sia in termini di percorso, con diverse interferenze, che di natura del suolo particolarmente permeabile.

In conseguenza di ciò, nel tempo, per mano dei consorziati il percorso della roggia ha subito interventi di manutenzione non sempre caratterizzati dalla necessaria pianificazione e perizia che attualmente è caratterizzata da tratti intubati con condotte cementizie di diametro pari ad 80 cm molto ammalorate e prive della necessaria tenuta idraulica, tratti in terra con evidenti situazioni erosive laddove sicuramente si innestano perdite per filtrazione e tratti rivestiti con elementi prefabbricati in c.l.s. Nel complesso il vettoriamento idrico è sicuramente poco razionale e soggetto a significative perdite idriche.

Una volta raggiunto il comprensorio irriguo il la roggia Fontana Mondina attraversa da ovest verso est i limiti dei due Consorzi ramificandosi in strutture secondarie su cui hanno origine le singole prese irrigue. Qui i canali secondari sono tutti in terra, sprovvisti di qualsiasi tipo di rivestimento.

La gestione irrigua è affidata ai singoli consorziati mentre al personale del Consorzio Irriguo Bealerotto Mussi è affidata la gestione dell'opera di ritenuta ed i controlli sul rispetto delle turnazioni e corpi idrici programmati. Infatti, mediante prefissate turnazioni ed in funzioni delle disponibilità dell'invaso, ad ogni presa vengono concessi i corpi idrici stagionali programmati che vengono attinti direttamente da ciascun agricoltore mediante autonoma e responsabile apertura e chiusura delle bocche libere. La struttura consortile, come detto, vigila sul corretto esercizio dei diritti irrigui secondo la ripartizione programmata.

Purtroppo, in modo sempre più crescente l'andamento meteorologico condiziona in negativo l'esercizio irriguo per questo territorio. Il deficit già evidente con le simulazioni statistiche in precedenza riassunte è in realtà ben più marcato risultando quest'ultime influenzate dai rilevamenti meteorici delle serie degli ultimi 40 anni e solo parzialmente influenzate dalla tendenza siccitosa che sta contraddistinguendo l'ultimo decennio.

In tal senso riuscire a condurre a buon fine un'annata agraria con soddisfazione in termini di risultato economico non è più una condizione statisticamente certa con i conseguenti penalizzanti riverberi sulla condizione socio economica di questo territorio.

3. GLI INTERVENTI IN PROGETTO

Il presente progetto risponde a due distinti fabbisogni e obiettivi:

- Fabbisogno F.08 “Ristrutturazione, ammodernamento e realizzazione di nuovi sistemi di adduzione e distribuzione, e di invasi artificiali”;
- Obiettivo Focus 5A “Rendere più efficiente l’uso dell’acqua in agricoltura”.

Con riferimento ai due obiettivi il presente progetto propone, come già anticipato in premessa, due distinte e meritevoli azioni:

- Interventi di messa a norma e efficientamento gestionale dell’opera di ritenuta dell’invaso di Pianfei mediante la realizzazione di una nuova condotta adduttrice primaria in acciaio DN600;
- Trasformazione del sistema irriguo del Consorzi Irrigui Bealerotto Mussi e del Canale Mondina dal metodo per scorrimento al metodo per infiltrazione mediante ali gocciolanti in pressione.

3.1. Trasformazione del sistema irriguo del Consorzi Irrigui Bealerotto Mussi e del Canale Mondina dal metodo per scorrimento al metodo per infiltrazione mediante ali gocciolanti in pressione

Come già riportato l’attuale metodo d’irrigazione del comprensorio agricolo preso in considerazione è costituito dal tradizionale sistema per scorrimento dove gli apparati radicali delle colture sono raggiunti dall’apporto idrico attraverso solchi paralleli scavati nel terreno agrario ad interdistanze variabili a seconda del tipo di coltura.

L’efficienza di tale sistema è tra le più basse tra i vari sistemi irrigui a causa del notevolissimo sviluppo lineare di tali solchi e la conseguente esposizione a problematiche di evaporazione diretta nonché di dispersione nel terreno per infiltrazione diretta.

Le drammatiche condizioni di criticità del bilancio irriguo di questi due Consorzi Irrigui impone l’orientamento verso quelle tecniche di irrigazione più moderne ed innovative in quanto a contenuti tecnologici finalizzati al risparmio idrico.

Riferendosi a colture foraggere estensive quali i cereali tipo il mais o la soia o il prato polifita, sicuramente l’irrigazione per infiltrazione mediante l’utilizzo di ali gocciolanti in pressione costituisce l’esempio più percorribile e foriero dei migliori risultati.

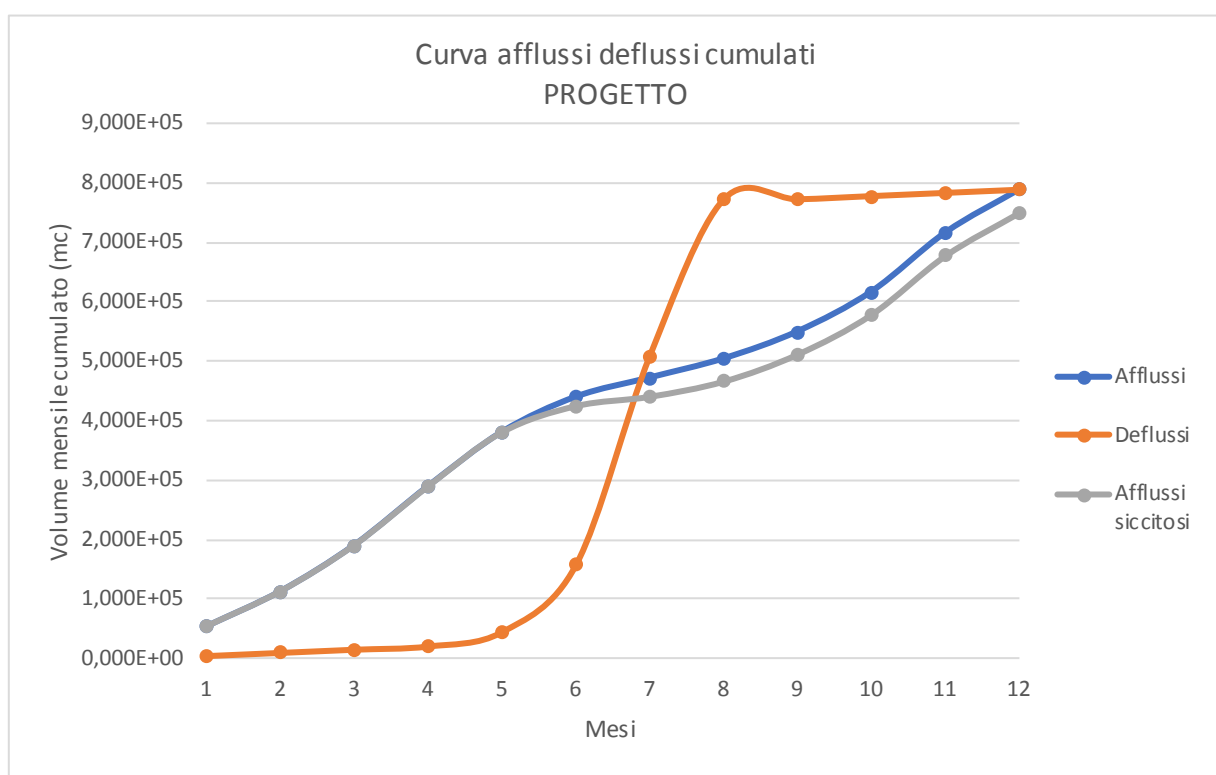
Questo tipo d'impianto è suddiviso in due porzioni infrastrutturali ben distinte:

- l'impianto, a carattere consortile, finalizzato al trasferimento delle portate irrigue ai comizi comprensoriali (OGGETTO DEL PRESENTE PROGETTO) costituito da:
 - condotta primaria di adduzione dall'invaso al comprensorio irriguo;
 - impianto di filtrazione e monitoraggio della distribuzione irrigua;
 - nodi principali di diramazione;
 - condotte secondarie di diramazione ai singoli comizi irrigui;
 - gruppo di consegna comiziale.
- l'impianto a carattere comiziale ed aziendale (NON OGGETTO DEL PRESENTE PROGETTO IN QUANTO A CARICO DEI SINGOLI CONSORZIATI) costituito da:
 - collettore di raccordo e sezionamento a valle del gruppo di consegna;
 - ali gocciolanti in pead da disporre lungo i filari delle colture all'inizio di ogni stagione irrigua e da raccogliere o sostituire al termine di ogni stagione irrigua.

3.1.1. Sintesi del nuovo bilancio idrologico a seguito della trasformazione della tecnica irrigua

Rinviando ai contenuti della *Relazione sul fabbisogno irriguo* allegata al presente progetto per una completa disamina dei dati del bilancio idrologico nell'ipotesi di trasformazione della tecnica d'irrigazione, si allega di seguito l'aggiornamento dei risultati ottenuti in forma confrontabile con la sintesi riportata al capitolo *1.3 Deficit idrico* della presente relazione relativo allo stato di fatto, dal cui esame si nota, con immediatezza, la riduzione ai minimi termini del deficit irriguo.

DIGA DI PIANFEI - PROGETTO													
AFFLUSSI						DEFLUSSI						INTEGRALI	
Portate medie mensili (l/s)	Volumi medi mensili (mc)	Volumi medi integrali (mc)	Fattore K anno siccitoso	Volumi mensili siccitosi (mc)	Volumi integrali siccitosi (mc)	dmv (l/s)	Prelievi irrigui (l/s)	Sorgente valle diga (l/s)	Prelievo totale (l/s)	Volumi mensili (mc)	Volumi integrali (mc)	Capacità d'accumulo anno medio (mc)	Capacità d'accumulo anno siccit. (mc)
0,020	5,357E+04	5,357E+04	1,00	5,357E+04	5,357E+04	0,002	-		0,002	5,357E+03	5,357E+03	4,821E+04	4,821E+04
0,022	5,892E+04	1,125E+05	1,00	5,892E+04	1,125E+05	0,002	-		0,002	5,357E+03	1,071E+04	1,018E+05	1,018E+05
0,029	7,767E+04	1,902E+05	1,00	7,767E+04	1,902E+05	0,002	-		0,002	5,357E+03	1,607E+04	1,741E+05	1,741E+05
0,037	9,910E+04	2,893E+05	1,00	9,910E+04	2,893E+05	0,002	-		0,002	5,357E+03	2,143E+04	2,678E+05	2,678E+05
0,034	9,107E+04	3,803E+05	1,00	9,107E+04	3,803E+05	0,002	0,017	0,010	0,009	2,411E+04	4,553E+04	3,348E+05	3,348E+05
0,022	5,892E+04	4,393E+05	0,75	4,390E+04	4,242E+05	0,002	0,050	0,010	0,042	1,125E+05	1,580E+05	2,812E+05	2,662E+05
0,012	3,214E+04	4,714E+05	0,49	1,575E+04	4,400E+05	0,002	0,139	0,010	0,131	3,509E+05	5,089E+05	-3,750E+04	-6,892E+04
0,012	3,214E+04	5,035E+05	0,80	2,555E+04	4,655E+05	0,002	0,106	0,010	0,098	2,625E+05	7,714E+05	-2,678E+05	-3,058E+05
0,017	4,553E+04	5,491E+05	1,00	4,553E+04	5,111E+05	0,002	0,003	0,010	-	0,000E+00	7,714E+05	-2,223E+05	-2,603E+05
0,025	6,696E+04	6,160E+05	1,00	6,696E+04	5,780E+05	0,002	-		0,002	5,357E+03	7,767E+05	-1,607E+05	-1,987E+05
0,037	9,910E+04	7,151E+05	1,00	9,910E+04	6,771E+05	0,002	-		0,002	5,357E+03	7,821E+05	-6,696E+04	-1,050E+05
0,027	7,232E+04	7,874E+05	1,00	7,232E+04	7,494E+05	0,002	-		0,002	5,357E+03	7,874E+05	0,000E+00	-3,801E+04
Capacità invaso C1+C2 =												6,026E+05	6,406E+05



ANNO MEDIO		
Volume diga di Pianfei:	544.000,00	mc
Capacità teorica necessaria:	602.640,00	mc
Deficit permanente	0,00	mc
Integrazione idrica necessaria	58.640,00	mc

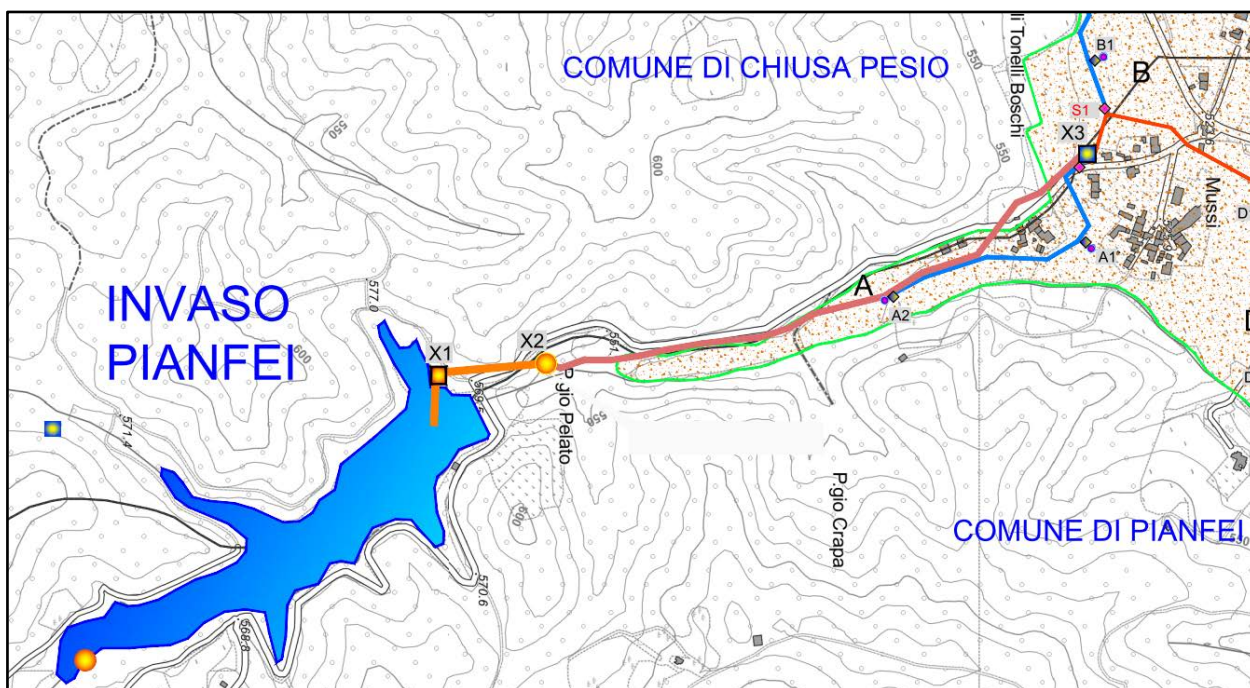
ANNO SCARSO		
Volume diga di Pianfei:	544.000,00	mc
Capacità teorica necessaria:	640.646,50	mc
Deficit permanente	38.006,50	mc
Integrazione idrica necessaria	134.652,99	mc

3.1.2. Condotta di adduzione principale alle aree irrigue sottese

La condotta di adduzione principale al compensorio irriguo avrà origine dalla torre dell'opera di presa posta in sponda sinistra dell'opera di ritenuta per mezzo delle tre bocche di captazione ubicate a tre differenti quote dell'invaso al fine di garantire la maggior temperatura possibile alla derivazione irrigua.

La condotta di adduzione principale sarà realizzata in parte, per quanto attiene al **tratto X1-X2**, con gli interventi previsti in un altro progetto, redatto anch'esso dallo Scrivente, approvato dal Ministero delle politiche agricole, alimentari, forestali e del turismo con il *Decreto dell'Autorità di Gestione di approvazione graduatoria provvisoria - domande di sostegno presentate a valere sul bando di selezione delle proposte progettuali nell'ambito del PNSR 2014-2020 - operazione 4.3.1. Investimenti in infrastrutture irrigue* del 08/10/2018.

Il tratto di condotta compreso tra i nodi X2 e X3 (**tratto X2-X3**) è invece oggetto del presente progetto esecutivo. Essa, a partire dallo sbocco della galleria di derivazione ubicata in sponda sinistra della diga di Pianfei (nodo X2), si svilupperà per 860 metri fino all'edificio filtri e centro di controllo in località Mussi in Comune di Pianfei (nodo X3).



Planimetria di inquadramento del tracciato della condotta di adduzione principale alle aree irrigue sottese

La condotta di adduzione principale sarà realizzata mediante l'impiego di una tubazione in acciaio elettrosaldato con diametro DN600 e spessore 6.3 mm rivestita internamente con prodotti atossici e protetta all'esterno con rivestimento bituminoso di tipo pesante.

Rinviando alla specifica *Relazione di calcolo idraulico del sistema d'irrigazione* allegata al presente progetto per l'analisi completa della modellazione di dimensionamento, si riporta di seguito la tabella sintetizzante geometrie e prestazioni di resistenza barica (la condizione idrostatica è la più penalizzante) della condotta di adduzione principale:

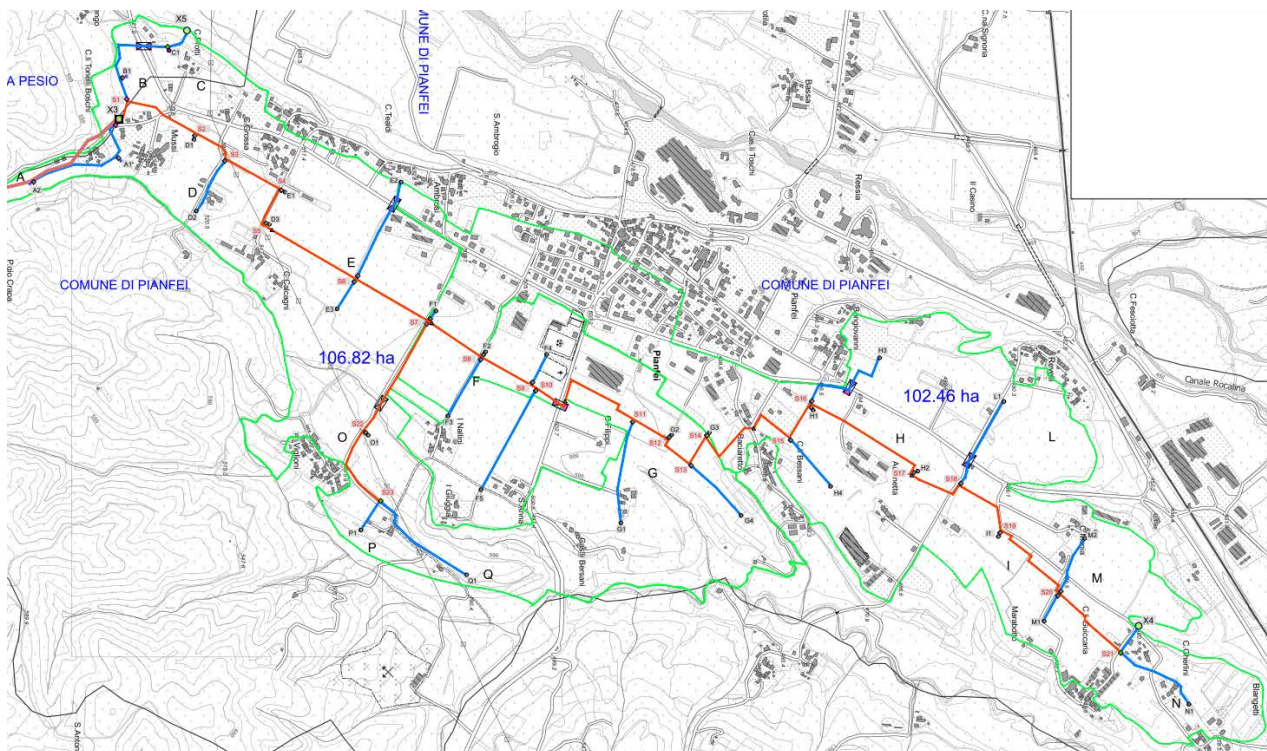
Tratto		Lunghezza	Diametro	Pressione massima
Da:	A:	[m]	[mm]	[m c.a.]
X2	X3	860	600	~30

3.1.3. Condotta irrigua principale e condotte secondarie di diramazione ai singoli comizi irrigui

La condotta irrigua principale (indicata in colore rosso nella figura sotto riportata) si sviluppa dall'edificio filtri (nodo X3), per 4600 metri circa, fino al nodo S21 e sarà costituita da una tubazione in ghisa sferoidale con diametro DN variabile da 600 mm a 300 mm. Anche le condotte secondarie (indicate in colore blue) di trasferimento della portata irrigua dalla condotta primaria ai gruppi di consegna comiziali saranno realizzate in ghisa sferoidale.

La *condotta irrigua principale* sarà realizzata con tubazioni in ghisa sferoidale con diametri decrescenti lungo il tracciato come indicato nella seguente tabella riassuntiva:

Tratto		Lunghezza	Diametro	Spessore	Pressione massima
Da:	A:	[m]	[mm]	[mm]	[m c.a.]
X3	S7	1400	600	9.9	~40
S7	S17	2150	400	8.1	~55
S17	S21	1000	300	7.2	~62



Condotta irrigua principale (colore rosso) e condotte secondarie (colore blue) di diramazione ai singoli comizi irrigui

Anche le condotte secondarie di trasferimento della portata irrigua dalla condotta primaria ai gruppi di consegna comiziali saranno realizzate in ghisa sferoidale. Si tratta di 30 diramazioni di diametro DN variabile da 200 mm a 400 mm di lunghezza variabile da come riepilogato nella seguente tabella riassuntiva:

Tratto		Lunghezza	Diametro	Spessore	Pressione massima
Da:	A:	[m]	[mm]	[mm]	[m c.a.]
X3	A2	450	400	8.1	~27
S1	C1	360	300	7.2	~22.5
S2	D1	10.5	200	6.4	~23.5
S3	D2	200	200	6.4	~25.5
S4	E1	10.5	200	6.4	~30
S5	D3	10.5	200	6.4	~30
S6	E2	350	200	6.4	~32.5
S6	E3	120	200	6.4	~32.5
S7	F1	50	200	6.4	~37
S7	S22	420	400	8.1	~37.5
S22	S23	300	400	8.1	~37.5
S8	F2	10.5	200	6.4	~42
S8	F3	220	200	6.4	~42
S9	F4	110	200	6.4	~43.5

S10	F5	380	200	6.4	~45.5
S11	G1	340	200	6.4	~47
S12	G2	10.5	200	6.4	~48.5
S13	G4	240	200	6.4	~50.5
S14	G3	10.5	200	6.4	~51.5
S15	H4	200	200	6.4	~53.5
S16	H1	10.5	200	6.4	~49.5
S16	H3	340	200	6.4	~50.5
S17	H2	10.5	200	6.4	~55.5
S18	L1	310	200	6.4	~54.5
S19	I1	10.5	200	6.4	~57.5
S20	M2	200	200	6.4	~62.5
S20	M1	105	200	6.4	~61.5
S21	X4	105	200	6.4	~67.5
S21	N1	300	200	6.4	~65.5
S23	P1	115	200	6.4	~39.5
S23	Q1	340	200	6.4	~42.5
C1	X5	100	200	6.4	~34.5

La lunghezza complessiva delle condotte secondarie è di circa 4220 m.

Nei nodi X4 e X5 sono stati previsti due scarichi in acque superficiali.

3.1.3.1 Attraversamenti strade principali, secondarie, rii, rogge e fossi

Sono previsti N. 5 **attraversamenti stradali** localizzati nel territorio del comune di Pianfei (cfr. Tavola 05 Area irrigua - Opere in progetto - Planimetria del nuovo sistema d'irrigazione delle aree irrigue sottese all'invaso Pianfei, su base catastale e fotografica) di strade provinciali, che nello specifico sono:

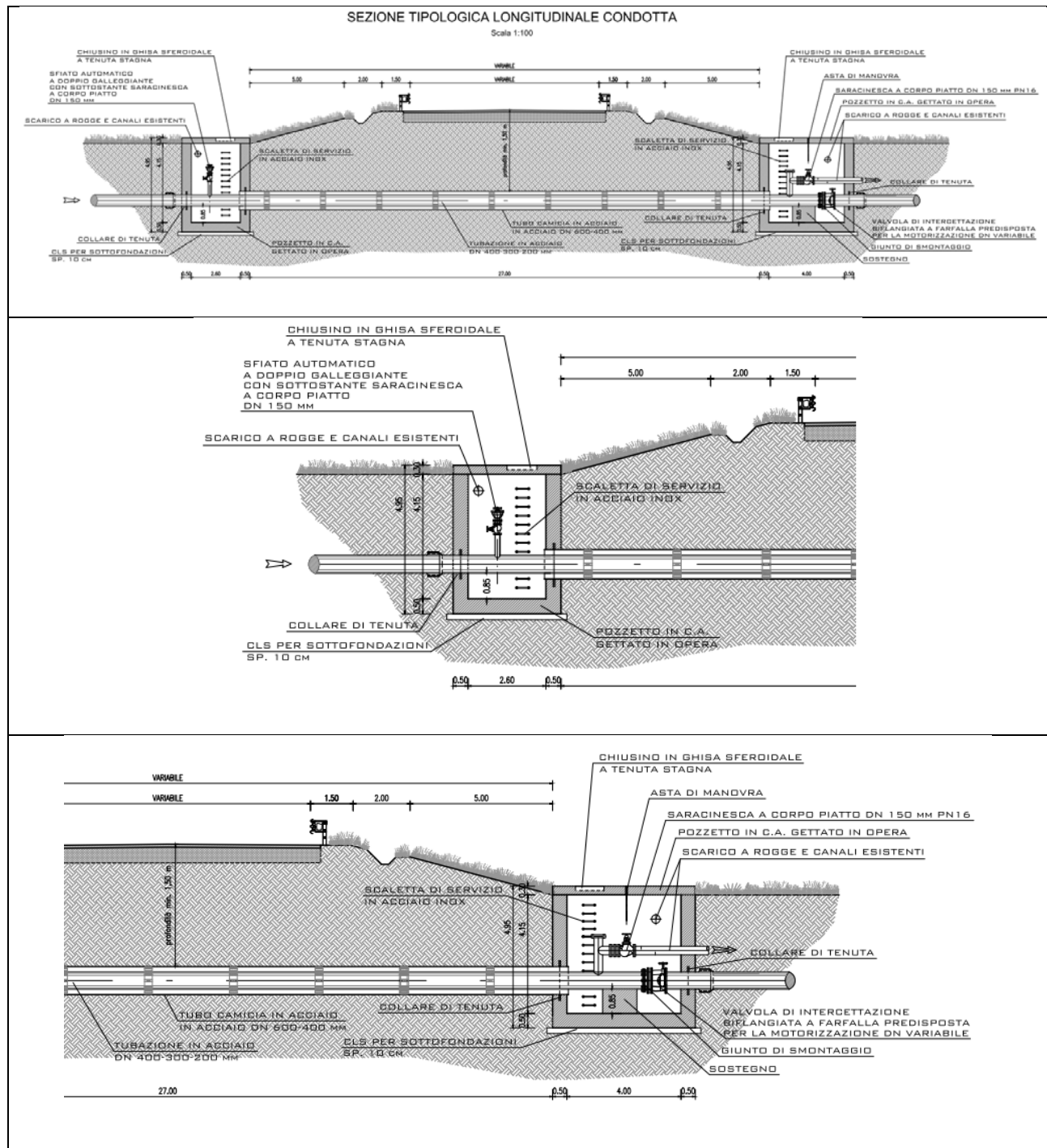
- N° 2 attraversamenti lungo la S.P. n. 211
- N° 2 attraversamenti lungo la S.P. n. 4
- N° 1 attraversamento lungo la S.P. n. 37

Gli attraversamenti verranno eseguiti mediante trivella spingitubo.

La condotta in acciaio (del diametro variabile DN 200, 300 e 400) sarà contenuta dentro un tubo di protezione in acciaio (del diametro variabile DN 400, 600) adeguato alle sollecitazioni da sopportare.

In corrispondenza degli attraversamenti il tracciato risulterà rettilineo e, ove possibile, perpendicolare all'asse stradale. La condotta sarà contenuta dentro appropriati manufatti di protezione adeguati alle sollecitazioni da sopportare. Al fine di mantenere centrata la condotta dentro il tubo di protezione saranno impiegati appositi collari distanziatori in materiale isolante non deteriorabile.

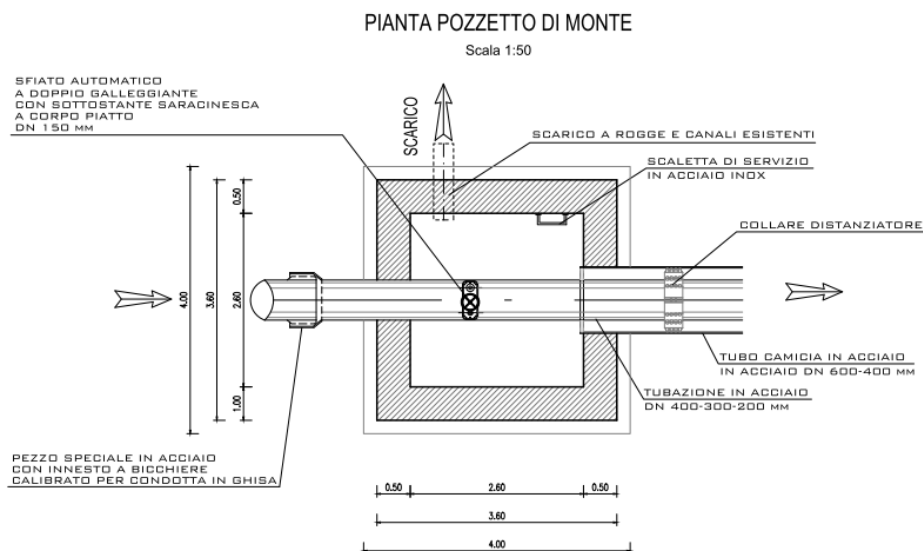
La condotta risulterà interrata lungo tutto l'attraversamento ed avrà una copertura minima pari a 1,50 m al di sotto della pavimentazione stradale.



Sezione tipologica degli attraversamenti stradali realizzati con la tecnica dello spingitubo

Alle estremità dello spingitubo saranno realizzati due pozzetti uno di valle e uno di monte, rispettivamente.

Il *pozzetto di monte* avrà dimensioni nette interne pari a 2.6x2.6 m e al suo interno troverà alloggio uno sfiato automatico a doppio galleggiante con sottostante saracinesca a corpo piatto. Sarà inoltre provvisto di una tubazione di scarico alle acque superficiali nel caso di eventuale rottura della tubazione interna.



Pianta del pozzetto di monte degli attraversamenti stradali realizzati con la tecnica dello spingitubo

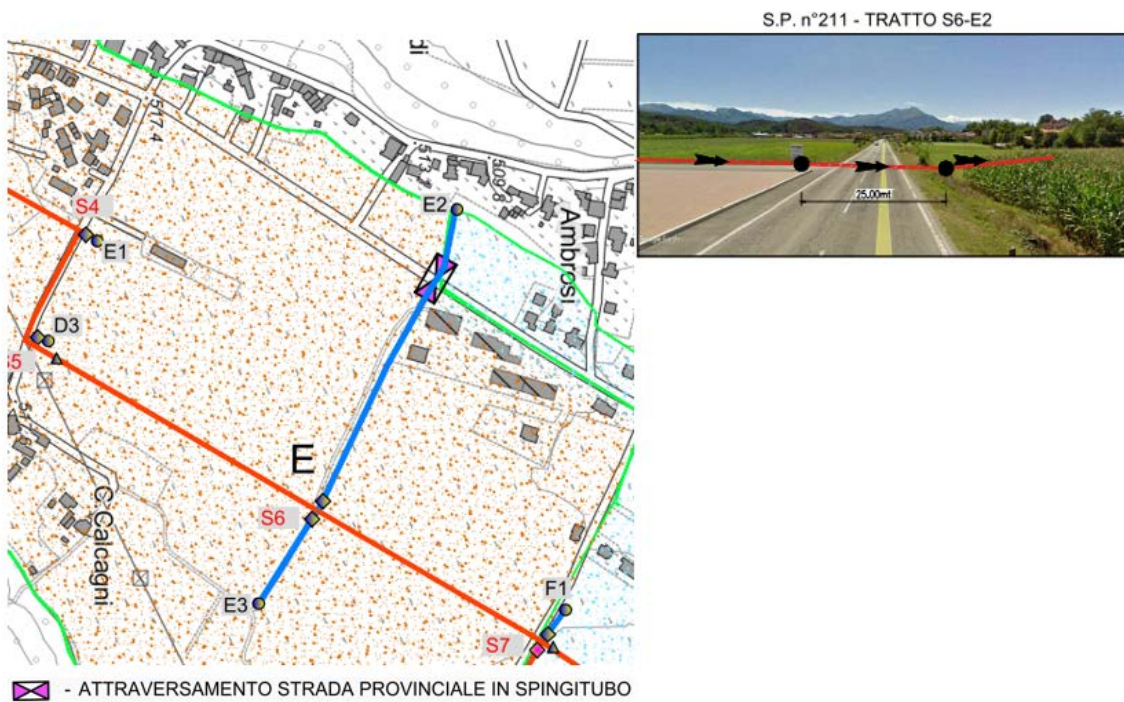
Il *pozzetto di valle* avrà dimensioni nette interne pari a 4.0x2.6 m e al suo interno troverà alloggio uno stacco per lo scarico nelle acque superficiali della tubazione interna. La tubazione di scarico sarà realizzata con una condotta in acciaio DN150 sezionata da una saracinesca a corpo piatto.

Sarà inoltre provvisto di una tubazione di scarico alle acque superficiali nel caso di eventuale rottura della tubazione interna.

E' prevista inoltre l'installazione di una valvola di intercettazione biflangiata a farfalla predisposta per una eventuale motorizzazione.

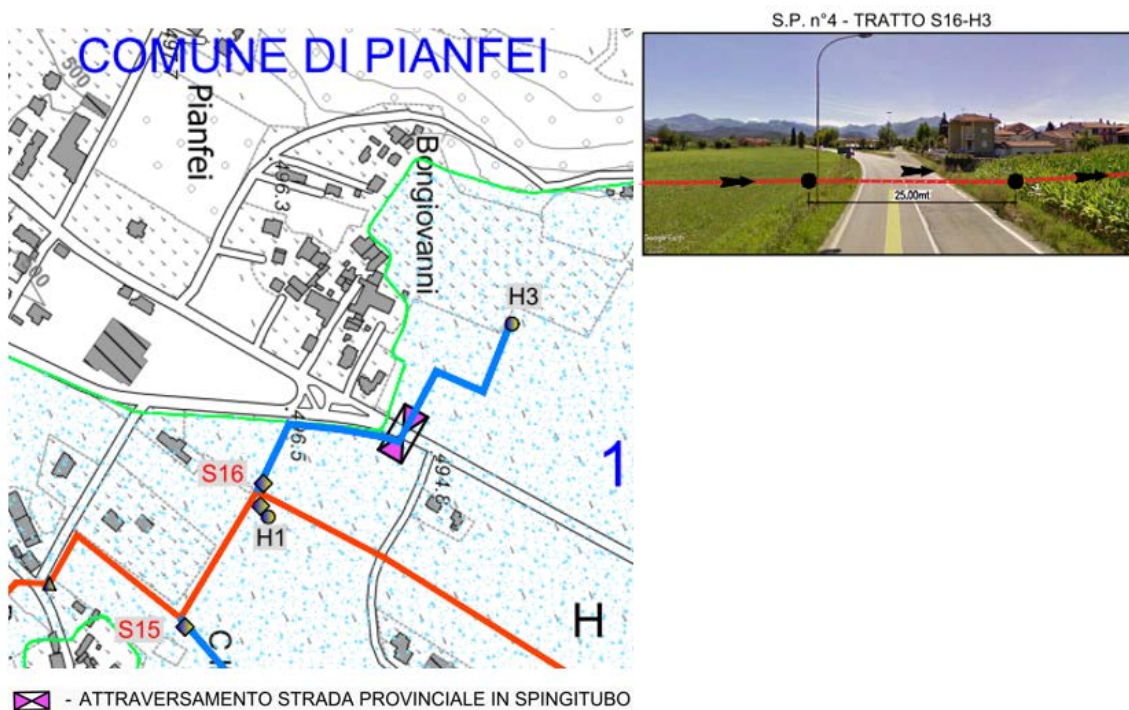
- **Attraversamento S.P. n° 211**

Attraversamento da realizzarsi lungo il tronco di tubazione compreso tra i nodi S6 e E2.



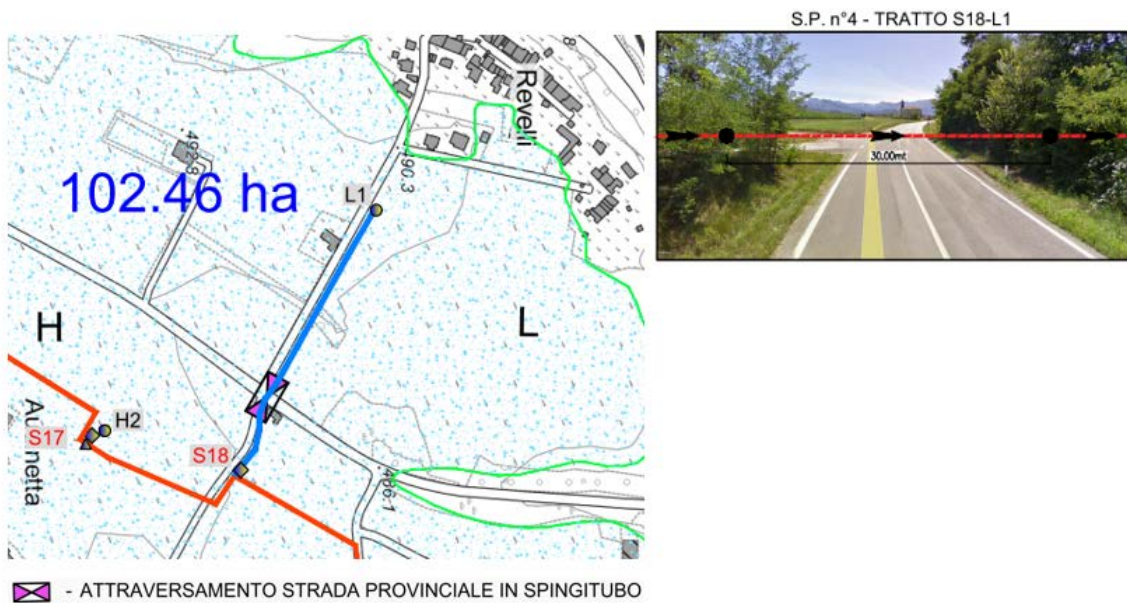
- **Attraversamento S.P. n° 4**

Attraversamento da realizzarsi lungo il tronco di tubazione compreso tra i nodi S16 e H3.



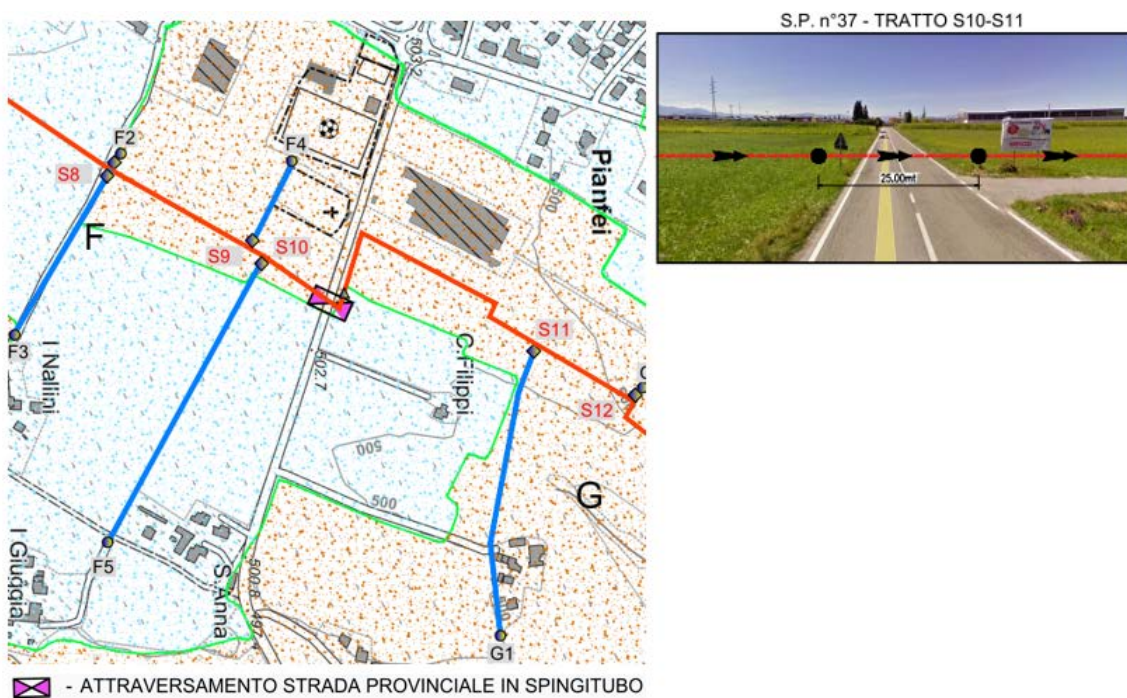
- **Attraversamento S.P. n° 4**

Attraversamento da realizzarsi lungo il tronco di tubazione compreso tra i nodi S18 e L1.



- **Attraversamento S.P. n° 37**

Attraversamento da realizzarsi lungo il tronco di tubazione compreso tra i nodi S10 e S11.



Nella seguente tabella sono riepilogate le caratteristiche principali degli attraversamenti:

Ubicazione	Tratto		Lunghezza [m]	Tubo camicia		Tubazione interna	
	Da:	A:		Diametro [mm]	Spessore [mm]	Diametro [mm]	Spessore [mm]
S.P. n° 211	B1	C1	25	600	6.3	300	5.9
S.P. n° 211	S6	E2	25	400	6.3	200	5.0
S.P. n° 4	S16	H3	25	400	6.3	200	5.0
S.P. n° 4	S18	L1	30	400	6.3	200	5.0
S.P. n° 37	S10	S11	25	600	6.3	400	6.3

E' previsto l'**attraversamento del rio Fontana-Mondina** localizzato baricentricamente rispetto alla località I Nallini e località Viglioni in Comune di Pianfei.

L'attraversamento del rio sarà eseguito in subalveo ricorrendo alla tecnica tradizionale dello scavo a cielo aperto. Infatti altre soluzioni di posa subalvea, quali quella della trivellazione orizzontale controllata, non sono praticabili a causa della probabile presenza di alluvioni assai grossolane con presenza di trovanti.

La messa in opera della tubazione prevede le seguenti fasi:

- scavo della trincea di posa con escavatori fino a raggiungere la profondità di posa prevista;
- posizionamento della tubazione nella trincea utilizzando i normali mezzi adottati per la posa di linea;
- realizzazione di una calottatura di protezione in calcestruzzo armato della tubazione per una lunghezza di circa 10 metri;
- realizzazione del rivestimento delle sponde e del fondo alveo con massi lapidei ciclopici non intasati a formare la sezione d'alveo originaria. I tratti di sponda interessati dalle operazioni di scavo saranno riprofilati in modo continuo con i tratti adiacenti.

3.1.4. Impianto di filtrazione e monitoraggio della distribuzione irrigua

L'impianto di filtrazione si rende necessario per eliminare dalla portata prelevata dall'invaso quei residui di materiale solido in sospensione che potrebbero compromettere l'efficienza dei gocciolatori delle ali terminali.

Si tratta di un edificio di dimensioni pari a 10,00 x 12,00 metri di lato circa che ospiterà due batterie di 6 gruppi di dischi filtranti ciascuna dotati degli opportuni sezionamenti idraulici di connessione alla condotta d'entrata e quella d'uscita.



Ubicazione planimetrica dell'edificio filtri indicato con la sigla X3



Ubicazione planimetrica dell'edificio filtri su base aerofotografica

L'impianto è già predisposto per l'eventuale implementazione di gruppi prementi per la fertirrigazione.

In adiacenza all'edificio di filtrazione è ubicata la vasca di raccolta e decantazione dei controllavaggi dei filtri prima del loro saltuario allontanamento preceduto dalle necessarie valutazioni sull'adeguatezza del sedimentato al sito di scarica.

Internamente all'edificio sono previsti un ufficio, con annesso servizio igienico, per il personale del Consorzio che ospiterà, tra l'altro, il terminale d'interfaccia del sistema di monitoraggio dell'impianto di filtrazione e dei dati di portata e gestionali dell'impianto irriguo nel suo complesso.

3.1.4.1 Descrizione della batteria filtrante

La batteria filtrante del tipo idonea a trattare l'acqua di superficie sarà atta ad intercettare le impurità e a rendere l'acqua adatta per l'uso irriguo. La pressione massima di lavoro sarà di 6 bar.

I filtri previsti sono del tipo autopulente con una pressione minima di controllavaggio di 1,5 bar.

La batteria filtrante è costituita da n. 6 filtri a dischi di diametro 4" collegati da 2collettori orizzontali in polipropilene con attacchi flangiati DN 300 (12") collegati in batteria pergarantire acqua pulita anche durante il periodo di autopulizia.

Le unità filtranti sono ispezionabili mediante l'apertura di apposita fascia in plastica. Ogni unità è completata da idrovalvola di controlavaggio a tre vie, anch'essa in materiale termoplastico, idonea alla portata idraulica di ciascuna unità, e opportunamente cablata mediante circuito idraulico ad un sistema di controllo centralizzato. Tutte le idrovalvole sono inoltre interconnesse mediante un collettore di drenaggio delle acque sporche opportunamente dimensionato.

Il filtro dovrà operare in condizioni di completa autonomia ed automazione mediante automatismo per l'attivazione della pulizia periodica dei filtri (a tempo predeterminabile) e causale (in funzione del grado di intasamento). La pulizia dei filtri si ottiene mediante inversione del flusso nel corpo filtrante. All'interno del filtro non vi dovranno essere nè spazzole nè motori idraulici. L'elemento filtrante sarà del tipo a dischi per effettuare una filtrazione di profondità.

La filtrazione dovrà essere adatta per rendere le acque idonee all'uso irriguo (130 micron - 120 Mesh). Il filtro sarà adatto a trattare portate fino a 480 m³/h con acqua pulita con pressione massima di lavoro a 6 bar ed avrà una superficie filtrante di 31440 cm².

I collettori di entrata e uscita acqua sono flangiati DN 300 (12").

Il corpo dei filtri sarà in poliammide rinforzato, i dischi saranno in polipropilene. Il filtro sarà completo di valvole automatiche e di pannello elettronico per la pulizia del filtro.

3.1.5. Nodi idraulici principali di diramazione

I nodi principali di diramazione sono costituiti dai sezionamenti delle ramificazioni delle condotte secondarie in distacco dalla condotta primaria.

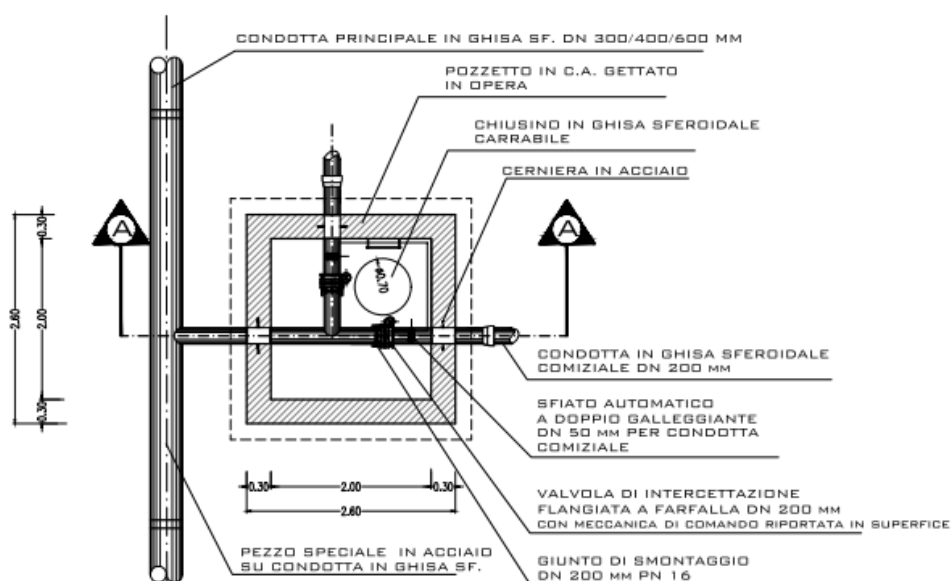
Si tratta di pezzi speciali in acciaio debitamente accoppiati con le tubazioni in ghisa sferoidale corredati da una valvola a farfalla del diametro pari alla condotta secondaria (200 mm) per il sezionamento di quest'ultima ed il relativo giunto di smontaggio.

Tali apparecchiature idrauliche saranno alloggiate in pozzetti interrati in c.a. di dimensioni interne pari a 2,00 x 2,00 metri con il rinvio della regolazione delle saracinesche al di sopra della soletta di copertura del pozzetto mediante l'utilizzo di apposite prolunghe mobili attraverso fori precostituiti nella soletta.

A valle del sezionamento è previsto uno sfiato automatico a doppio galleggiante per il corretto smaltimento degli eventuali aeriformi che si formassero in conseguenza dei transitori idraulici di apertura e chiusura del sezionamento.

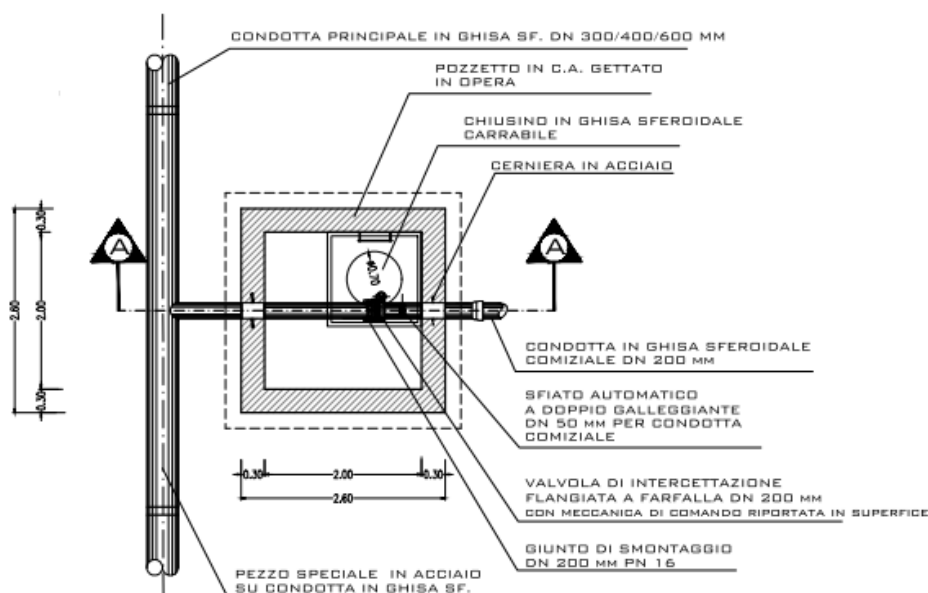
I nodi di diramazione previsti saranno del tipo monovia o a due vie in funzione della topologia distributiva della rete comiziale.

I nodi C1, S21 e S23 sono del tipo a due vie, negli elaborati grafici sono indicati con la dicitura *nodo idraulico tipo "A1"*.



Nodo idraulico di derivazione DN200 interrato per gruppi di consegna comiziale a due vie da condotta di adduzione irrigua principale in ghisa sferoidale

I restanti nodi idraulici di derivazione, in numero di 27, saranno del tipo monovia, negli elaborati grafici sono indicati con la dicitura *nodo idraulico tipo "A"*.



Nodo idraulico di derivazione DN200 interrato per gruppi di consegna comiziale singoli da condotta di adduzione irrigua principale in ghisa sferoidale

Sono stati previsti inoltre dei nodi idraulici (*nodo idraulico tipo "B"*) in grado di garantire il sostegno della pressione delle zone morfologicamente più penalizzate mediante l'inserimento di una idrovalvola a membrana di sostegno di pressione dotata di comando elettrico e microswitch di segnalazione.

A seconda del numero di utenze consortili raggruppate sotto un singolo gruppo di consegna, quest'ultimi saranno caratterizzati da una serie di apparecchiature idrauliche del DN 300 mm o 400 mm che di seguito si elencano:

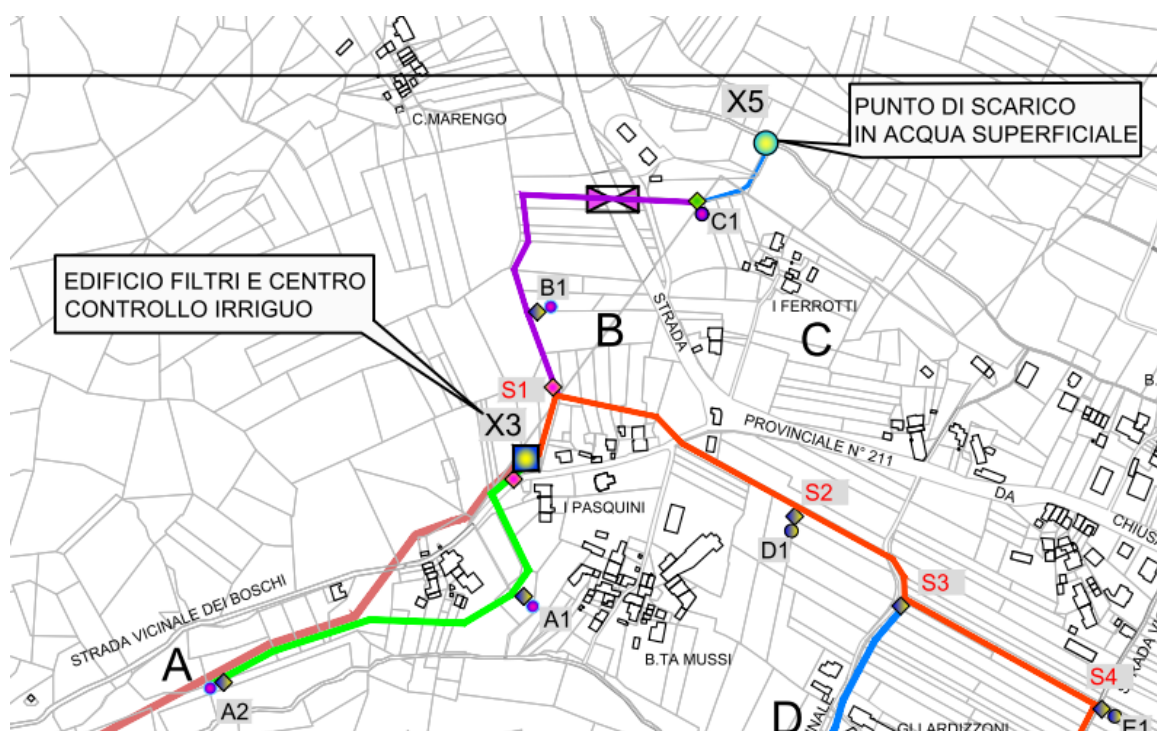
- valvola a farfalla manuale;
- due sfiati DN100 a monte e a valle dell'idrovalvola;
- un gruppo di misura analogica con totalizzazione della portata di tipo Voltmann adatto alla trasmissione dei dati mediante telecontrollo;
- idrovalvola a membrana di sostegno di pressione dotata di comando elettrico e microswitch di segnalazione;
- giunto di smontaggio;
- due pressostati per la misura dei livelli piezometrici a monte e a valle del sistema di idrovalvole in serie;

Il gruppo di consegna sarà ospitato su apposita platea in c.a. rialzata rispetto al piano campagna e dotata di recinzione di protezione.

Di seguito si riportano gli schemi delle due tipologie di nodo idraulico di tipo B (cfr. *Tavola N 10 - Area irrigua - Opere in progetto - Nodi idraulici di derivazione dalla condotta irrigua principale ai gruppi di consegna comiziale*):

- Nodo per tratto B1-C1

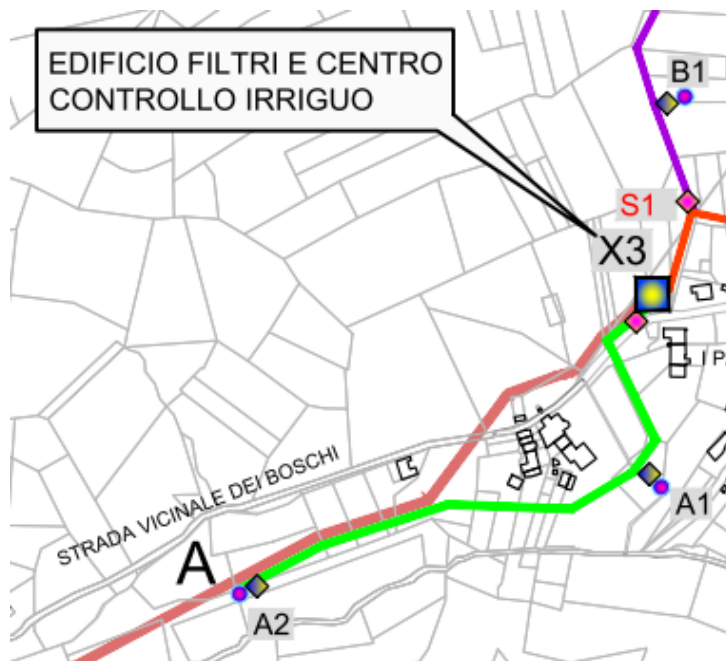
Questa tipologia di nodo è prevista in corrispondenza del nodo idraulico di derivazione B1 a servizio del tronco B1-C1 realizzato con una condotta in ghisa sferoidale DN300.



Ubicazione del tratto B1-C1

- Nodo per tratto A1-A2 e per tratto O1-P1-Q1

Questa tipologia di nodo è prevista in corrispondenza del nodo idraulico di derivazione A1 a servizio del tronco A1-A2 e del nodo di derivazione O1 a servizio del tronco O1-P1-Q1 realizzati entrambi con una condotta in ghisa sferoidale DN400.



Ubicazione del tratto A1-A2



Ubicazione del tratto O1-P1-Q1

3.1.6. Gruppo di consegna comiziale

I gruppi di consegna comiziali sono posti al termine di tutte le tratte di condotte secondarie e comprendono le apparecchiature necessarie all'utilizzo della portata irrigua da parte dei consorziati che si raggruppano presso ogni singola consegna comiziale.

A seconda del numero di utenze consortili raggruppate sotto un singolo gruppo di consegna, quest'ultimi saranno caratterizzati da una serie di apparecchiature idrauliche del DN 200 mm o 150 mm che di seguito si elencano:

- un filtro ad Y di protezione dei circuiti idraulici dell'idrovalvola;
- un gruppo di misura analogica con totalizzazione della portata di tipo Voltmann adatto alla trasmissione dei dati mediante telecontrollo;
- due idrovalvole in serie per il sostegno o la riduzione e stabilizzazione della pressione in funzione del livello dell'invaso e della contemporaneità d'irrigazione per il suo mantenimento entro i regimi consoni al corretto funzionamento delle ali gocciolanti (3-5 bar);
- due valvole di sfiato dell'aria che potrebbe formarsi per effetto dei transitori idraulici indotti dalle idrovalvole;
- due pressostati per la misura dei livelli piezometrici a monte e a valle del sistema di idrovalvole in serie;

Il gruppo di consegna sarà ospitato su apposita platea in c.a. rialzata rispetto al piano campagna e dotata di recinzione di protezione.

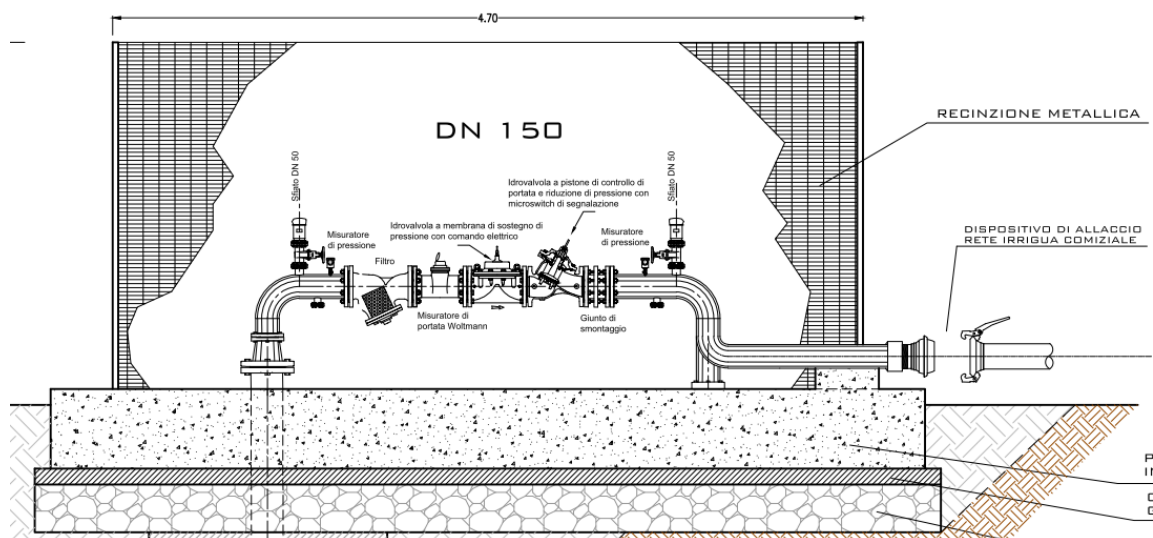
A valle del gruppo di consegna saranno innestate dai singoli consorziati i collettori di raccordo sui cui, a turno saranno, innestate e disinnestate le ali gocciolanti che utilizzeranno per l'intera stagione irrigua.

I gruppi di consegna comiziale saranno quindi di due tipi in relazione ai diametri delle apparecchiature idrauliche, nello specifico si avranno quindi il gruppo di consegna comiziale tipo A e tipo B.

Di seguito si riportano gli schemi delle due tipologie di gruppo:

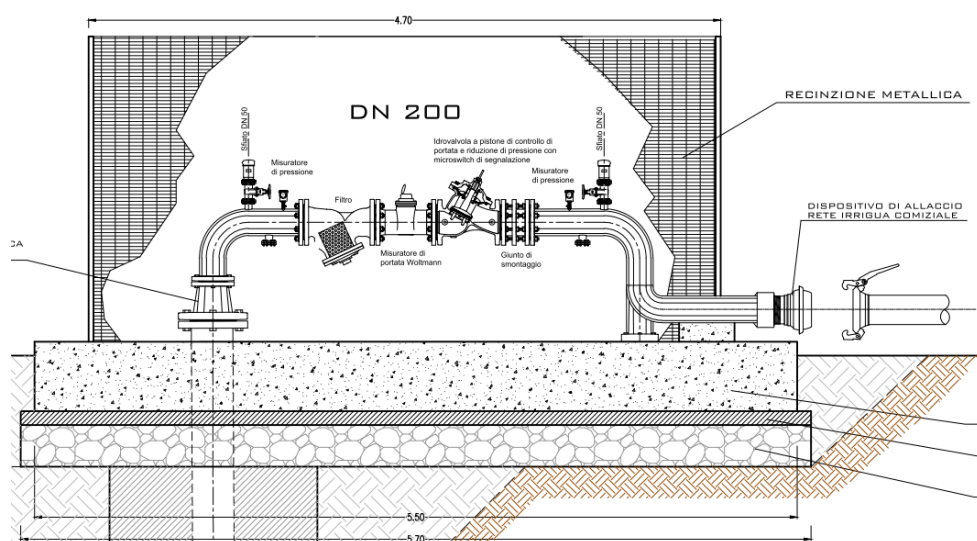
- gruppo consegna comiziale tipo “A”

sono previsti 27 gruppi di consegna di questo tipo sottesi ai nodi idraulici per comiziale singola (cfr. Tavola N 10 - Area irrigua - Opere in progetto - Nodi idraulici di derivazione dalla condotta irrigua principale ai gruppi di consegna comiziale).



- gruppo consegna comiziale tipo “B”

sono previsti 4 gruppi di consegna di questo tipo sottesi ai nodi idraulici per comiziale multipla (cfr. Tavola N 10 - Area irrigua - Opere in progetto - Nodi idraulici di derivazione dalla condotta irrigua principale ai gruppi di consegna comiziale).



4. INTERFERENZE RILEVATE

Allo stato attuale, previo contatti e sopralluoghi con gli Enti gestori, sono stati censiti i sotto-servizi esistenti potenzialmente interferenti con le opere in progetto che comunque in fase di accantieramento e di tracciamento preliminare saranno oggetto di opportuni ed ulteriori approfondimenti in merito alla loro posizione o all'eventuale presenza di sotto-servizi aggiuntivi non precedentemente segnalati.

In particolare si è provveduto a contattare i seguenti gestori d'impianti a rete:

- Enel – per la presenza di linee elettriche;
- ACDA - Cuneo – per la presenza di linee di distribuzione idrica;
- Snam Rete Gas – per la presenza di linee di fornitura metano in media/alta pressione;
- Telecom – per le linee di telefonia

5. DISPONIBILITA DELL'AREA

Per quanto si riferisce agli interventi di adeguamento dell'opera di ritenuta di Pianfei i lavori si svolgono unicamente su suolo demaniale o di proprietà del Consorzio Irriguo ed i transiti avvengono tutti su sedimi pubblici

Per quanto concerne l'area irrigua, l'accesso alle diverse aree di cantiere, prevede l'utilizzo di strade vicinali o consortili e di piste gestite da Consorzi Strade locali.

Al fine di potere realizzare le condotte e le opere irrigue, prevalentemente ubicate sul suolo dei consorziati, si è reso necessario redigere l'apposito piano particellare di esproprio ed occupazione temporanea secondo quanto disposto dal D.P.R. 327/2001 e s.m.i. (T.U. sugli espropri) cui l'Amministrazione darà seguito.

6. QUADRO AUTORIZZATIVO

Le opere in progetto non sono soggette alle procedure di impatto ambientale di cui alla Parte Seconda Titolo III del D.Lgs. 152/2006 e s.m.i., non rientrando tra le categorie progettuali di cui agli allegati II, III e IV dello stesso decreto, né alla procedura di valutazione di incidenza di cui al D.P.R. 357/2001 e s.m.i., non interferendo con siti tutelati ai sensi delle Direttive 92/43/CEE Habitat e 79/409/CEE Uccelli e ricompresi nella Rete Ecologica Europea Natura 2000.

Al fine della realizzazione delle opere in progetto dovranno essere richieste le seguenti autorizzazioni, pareri e nulla osta:

DESCRIZIONE	ENTE
AUTORIZZAZIONE EX ART. 5 D.P.R. 1363/59	MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE – DIREZIONE GENERALE PER LE DIGHE – Ufficio di Torino
AUTORIZZAZIONE EDILIZIA	COMUNE DI CHIUSA DI PESIO
AUTORIZZAZIONE PAESAGGISTICA per intervento sulla torre di presa (fascia di rispetto 150 m Rio Mondina)	
AUTORIZZAZIONE EDILIZIA	COMUNE DI PIANFEI
AUTORIZZAZIONE per n.5 attraversamenti della viabilità provinciale e per opere in fascia di rispetto stradale	PROVINCIA DI CUNEO Ufficio Concessioni
AUTORIZZAZIONE IDRAULICA per n.1 attraversamento del corso d'acqua pubblico iscritto all'elenco della Acque Pubbliche di cui al R.D. 523/1904, Fontana Mondina	REGIONE PIEMONTE – DIREZIONE OO.PP., DIFESA DEL SUOLO, MONTAGNA, FORESTE, PROTEZIONE CIVILE, TRASPORTI E LOGISTICA – SETTORE TECNICO REGIONALE CUNEO
VINCOLO IDROGEOLOGICO per opere in aree vincolate ai sensi della L.R. 45/1989 e s.m.i	
SVINCOLO IDROGEOLOGICO per opere in aree vincolate ai sensi della L.R. 45/89	REGIONE PIEMONTE SETTORE TECNICO REGIONALE CUNEO
VERIFICA PREVENTIVA RISCHIO ARCHEOLOGICO di cui agli artt. 25-26 del D.Lgs.50/2016	Soprintendenza Archeologia del Piemonte - TORINO

Riguardo alla verifica preventiva di interesse archeologico ai sensi dell'art. 25 del D.Lgs. 50/2016, è stata avviata la verifica preventiva di interesse archeologico con la competente Soprintendenza Archeologia del Piemonte al fine di definire le aree a rischio archeologico per la successiva realizzazione dell'intervento.

Riguardo alle terre e rocce da scavo, il materiale scavato sarà completamente riutilizzato in sito per il ritombamento della trincea di scavo e la sistemazione delle aree interessate dalle lavorazioni; sarà quindi gestito ai sensi dell'art. 185 del D.Lgs.152/2006 e s.m.i.

7. CRONOPROGRAMMA

Con riferimento alle lavorazioni previste in progetto per l'esecuzione degli interventi in attuazione e tenuto conto delle condizioni operative che verranno rilevate in sito, si è provveduto a redigere il cronoprogramma temporale delle lavorazioni.

Il cronoprogramma temporale è stato sviluppato secondo quanto previsto all'art. 23 comma 3 e all'art. 216 comma 4 D.Lgs. 50/2016 e pertanto conformemente a quanto previsto dall'art. 40 del D.P.R. 207/2010, con riferimento ai tempi necessari al completamento dei lavori.

Il **tempo utile complessivo** relativo all'esecuzione delle opere come risultante dal cronoprogramma dei lavori allegato alla progettazione esecutiva, risulta essere pari a **360** giorni, comprensivi della quota derivante dalle condizioni climatiche normali.

L'appaltatore dovrà tenere presente che nel periodo ricompreso tra il 15 maggio ed il 30 settembre (periodo di sospensione irrigua) i lavori in attuazione interferenti con l'esistente impianto irriguo verranno sospesi in relazione alle esigenze di coltivazione. Durante il periodo di tempo sopra emarginato sarà a carico dell'appaltatore ogni opera e provvista necessaria al mantenimento della funzionalità irrigua dei corsi d'acqua in argomento.

I lavori che residuano, consistenti principalmente nella formazione delle piste di servizio e nel taglio della vegetazione, potranno essere svolti in indipendenza dai periodi temporali sopra emarginati senza che decorra il tempo utile.

8. QUADRO ECONOMICO DI SPESA

Il costo complessivo degli interventi può essere suddiviso in costi diretti, ovvero legati ai lavori e costi indiretti, ricompresi tra le somme a disposizione della Stazione appaltante. Il quadro economico di spesa per la realizzazione delle opere contenute nel presente progetto ammonta, quindi, a complessivi **€ 7.325.000,00**, così distinti:

- lavori: **€ 5.008.444,84**;
- somme a disposizione: **€ 391.682,76**
- spese generali: **€ 627.413,38**
- I.V.A.: **€ 1.297.459,02**

Relativamente alla determinazione del costo dei lavori, i prezzi unitari utilizzati per i materiali, i noli e i trasporti fanno riferimento al prezziario regionale approvato con D.G.R. n° 16-3559 del 04.07.2016. Per quanto riguarda la manodopera si è fatto, invece, riferimento al bollettino dell'Unione Industriali della Provincia di Cuneo attualmente vigente. Laddove le categorie di costo non sono state reperibili sul suddetto prezziario regionale, si è provveduto a definire apposite analisi del prezzo sulla base di specifiche offerte e tenendo conto, per quanto riguarda la mano d'opera edile, dei prezzi unitari riportati sul listino dell'Unione Industriale suddetto.

Il quadro economico, secondo quanto previsto all'art. 23 comma 3 e all'art. 216 comma 4 D.Lgs. 50/2016 è stato articolato secondo quanto previsto dagli artt. 32 e 42 del D.P.R. 207/2010, comprende, quindi, oltre ai costi di costruzione da assoggettare a ribasso d'asta e determinati nel computo metrico estimativo, gli oneri specificatamente afferenti la sicurezza del cantiere non soggetti a ribasso, determinati in base alla stima sommaria di cui all'articolo 17, comma 2, lettera d) allegata al progetto, nonché le somme a disposizione della stazione appaltante, ed è riportato nella pagina seguente:

QUADRO ECONOMICO DI SPESA			
	INDICAZIONE DEI LAVORI E DELLE PROVVISTE	IMPORTI PARZIALI	IMPORTI TOTALI
A)	COSTO DI COSTRUZIONE		
	Lavori a misura:		
	Area irrigua		€ 300,419.90
	Demolizioni, scavi, movimenti di materie	€ 238,642.90	
	Asfalti, conglomerati bituminosi	€ 41,964.00	
	Opere a verde	€ 19,813.00	
	TOTALE LAVORI A MISURA	€ 300,419.90	
	Lavori a corpo:		
	Area irrigua		€ 4,310,574.21
	Demolizioni, scavi, movimenti di materie	€ 739,592.46	
	Cls semplici, armati, prefabbricati	€ 575,046.89	
	Acciaio per c.a.	€ 216,708.47	
	Casseri	€ 226,033.86	
	Tubazioni, apparecchiature e strumentazioni idrauliche	€ 2,529,616.57	
	Difese idrauliche in massi o pietrame	€ 8,044.60	
	Asfalti, conglomerati bituminosi	€ 15,531.36	
	Edificio filtri:		€ 300,554.47
	Demolizioni, scavi, movimenti di materie	€ 9,629.75	
	Cls semplici, armati, prefabbricati	€ 24,176.87	
	Acciaio per c.a.	€ 9,893.64	
	Casseri	€ 5,941.78	
	Opere edili	€ 95,413.09	
	Tubazioni, apparecchiature e strumentazioni idrauliche	€ 140,499.34	
	Opere elettriche	€ 15,000.00	
	TOTALE LAVORI A CORPO	€ 4,611,128.68	
	Opere a misura	€ 300,419.90	
	Opere a corpo	€ 4,611,128.68	
	TOTALE COSTO DI COSTRUZIONE A)	€ 4,911,548.58	€ 4,911,548.58
	Oneri sicurezza determinati ai sensi Aut. Vig. LL.PP. Determinazione n° 4/2006 del 26/07/2006		
	CSC - Costi della Sicurezza Contrattuali derivanti dalla particolarità dell'intervento come evidenziato nel piano della Sicurezza e computati analiticamente	€ 96,896.26	
	Sommano	€ 96,896.26	
a.1	Importo lavori da assoggettare a ribasso d'asta	€ 4,911,548.58	
a.2	Spese complessive della Sicurezza non soggette a ribasso d'asta	€ 96,896.26	
	TOTALE A)	€ 5,008,444.84	€ 5,008,444.84

QUADRO ECONOMICO DI SPESA			
	INDICAZIONE DEI LAVORI E DELLE PROVVISTE	IMPORTI PARZIALI	IMPORTI TOTALI
B)	SOMME A DISPOSIZIONE:		
*	b.1 Lavori e forniture in economia	€ 10,000.00	
*	b.2 Oneri di allaccio e spostamenti pubblici servizi	€ 15,000.00	
*	b.3 Oneri di discarica	€ 65,000.00	
*	b.4 Acquisizioni aree o immobili, espropri, occupazioni, servitù, costi catastali e notarili	€ 130,000.00	
*	b.5 Imprevisti	-	
*	b.6.1 Rilievi, accertamenti, indagini e studi archeologici, paesaggistici e forestali	€ 46,471.64	
*	b.6.2 Accantonamento per art. 106 (Modifica di contratti durante il periodo di efficacia) e per art. 205 (Accordo bonario per i lavori) Dlgs 50/2016 (2,5%di A))	€ 125,211.12	
	TOTALE SOMME A DISPOSIZIONE - B)	€ 391,682.76	€ 391,682.76
C)	SPESE GENERALI (Fino al max 12% di A+b.1+b.2+b.3+b.4)	€ 627,413.38	
	TOTALE SPESE GENERALI - C)	€ 627,413.38	€ 627,413.38
D)	I.V.A. (22% di A+b.1+b.2+b.3+b.6.1+b.6.2+C)	€ 1,297,459.02	
	TOTALE I.V.A. - D)	€ 1,297,459.02	€ 1,297,459.02
	TOTALE FINANZIAMENTO A)+ B)+C)+D)	€ 7,325,000.00	€ 7,325,000.00

ALLEGATO N° 1

RELAZIONE TECNICA

(Relazione G.6.R.1 tratta dal progetto preliminare relativo alla previsione del nuovo invaso artificiale di Serra degli Ulivi in comune di Villanova Mondovì in data febbraio 2012)



CONSORZIO DEL PESIO



INTERVENTI PER LA REALIZZAZIONE DELL'INVASO DI SERRA DEGLI ULIVI, DEI BACINI COMPLEMENTARI E DEL SISTEMA IDRAULICO-IRRIGUO PRIMARIO AD ESSI CONNESSO IN PROVINCIA DI CUNEO

ASSOCIAZIONE TEMPORANEA DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:



(Dott. Ing. Domenico Castellì)

MANDANTI:



STUCKY
STUCKY Ltd. Rue du lac 33
1020 Renens, SWITZERLAND
www.stucky.ch Tel: +41 21 637 15 13
stucky@stucky.ch Fax: +41 21 637 15 08



POLO GEOLOGICO s.n.c.
Lungotevere degli Inventori, 114b - 00146 Roma
Tel. +39(06)5674777 - email polo@fastwebnet.it

Dott. Valerio RICCIARDI
Via F. Zaniberti, 21 00147 Roma
tel: 335-6548601 fax: 06 233201435
e-mail: valric@tiscali.it
p.iva: 09661820580
c.f.: rccvlr55d10h501a

Dott. Paolo Maria TERZOLO
P.zza Mistral, 10 Oulx (TO)
tel: 0122-831759
e-mail: paolomaria.terzolo@tiscali.it
c.f.: TRZPMR58D17L219G

SERIE:

ELABORATI GENERALI

DATA

FEBBRAIO 2012

AGGIORNAMENTO

-

DESCRIZIONE:

RELAZIONE TECNICA

ELABORATO N.

G.6 R.1

SCALA DISEGNO

-

PRATICA N 10359P

ARCH. N 10359P

FILE : 10359P

PROGETTO PRELIMINARE

MODIFICHE
AGGIORNAMENTI

AGGIORNAMENTO N.
DATA

CONTROLLO

FIRMA

DISEGNATORE

M.F.

CONTROLLO

D.C.

APPROVAZIONE

D.C.

INDICE

1. PREMESSA.....	1
2. VERIFICHE IDRAULICHE	1
2.1 CALCOLO DELLE CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA PER ASSEGNATO TEMPO DI RITORNO	3
2.2 CALCOLO DELLA PORTATA DI PIENA PER ASSOCIATO TEMPO DI RITORNO	6
2.2.1 CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE t_c	6
2.2.2 CALCOLO DELLA PORTATA CON IL METODO SCS-CN.....	6
2.2.3 CALCOLO DELLE PORTATE COL METODO RAZIONALE	8
2.2.4 RIEPILOGO DELLE ELABORAZIONI VOLTE ALLA DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI PIENA PER ASSOCIATO TEMPO DI RITORNO	9
2.3 VERIFICHE IDRAULICHE DEGLI ORGANI DI SCARICO	10
2.3.1 SCARICO DI SUPERFICIE	10
2.3.2 CANALE FUGATORE	13
2.3.3 SCARICO DI FONDO	17
2.3.4 PERDITE DISTRIBUITE	17
2.3.5 PERDITE CONCENTRATE.....	18
2.3.6 CALCOLO DELLA PORTATA DELLO SCARICO	18
2.4 SVUOTAMENTO DEL SERBATOIO	19
3. VERIFICHE GEOTECNICHE	22
3.1 NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO	23
3.2 STUDI ED INDAGINI ESEGUITE	24
3.3 CARATTERI LITOLOGICI	25
3.3.1 TERRENI ARGILLOSI-LIMOSI-SABBIOSI	25
3.3.2 FORMAZIONE DEL SUBSTRATO ROCCIOSO	32
3.4 VERIFICHE DI FILTRAZIONE DELLO SBARRAMENTO	33
3.4.1 GENERALITA' SUL MODELLO DI CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI.....	33
3.4.2 MODELLO F.E.M.	35
3.4.3 RISULTATI ANALISI DI FILTRAZIONE: MASSIMO INVASO	36
3.4.4 RISULTATI ANALISI DI FILTRAZIONE:RAPIDO SVASO	37
3.5 VERIFICHE DI STABILITA' DELLO SBARRAMENTO	43
3.5.1 METODOLOGIA DI CALCOLO	43
3.5.2 CRITERI DI VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO	45
3.5.3 RISULTATI DELLE VERIFICHE DI STABILITA'	51

RELAZIONE TECNICA

1. PREMESSA

Il bacino esistente in località Pianfei (Lago di Pianfei) attualmente è alimentato dai deflussi superficiali del bacino idrogeologico competente, le cui portate naturali sono di modesta entità e solo in rare occasioni producono il raggiungimento della quota di massimo invaso.

Grazie agli interventi in progetto e, in particolare, agli apporti che la nuova condotta di derivazione dal Torrente Pesio, o direttamente il bacino di Serra degli Ulivi, potranno rilasciare all'invaso di Pianfei, si verrà a determinare un migliore sfruttamento dell'invaso esistente, con una crescente possibilità di raggiungimento della quota di massimo invaso. Da qui nasce, pertanto, l'esigenza di e provvedere alle verifiche di carattere geotecnico ed idraulico finalizzate all'eventuale messa in sicurezza dell'intero invaso secondo quanto richiesto dalla sua nuova funzionalità prevista e dalle normative vigenti.

La presente relazione riporta, quindi, le verifiche di carattere geotecnico ed idraulico relative all'invaso artificiale esistente sul Rio Bealerotto in Comune di Pianfei, redatte con specifico riferimento alla normativa attualmente vigente in materia di sbarramenti.

2. VERIFICHE IDRAULICHE

Vengono nel seguito riportate le verifiche idrauliche riferite agli organi di regolazione e di scarico dell'invaso per le quale si è fatto, in particolare, riferimento alla *“Proposta di aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse) – Adunanza del 25 luglio 2008, Allegato al prot. 27/2008”*. Sono stati, pertanto, affrontati i seguenti aspetti:

- determinazione della portata di piena massima associata al tempo di ritorno di 3000 anni;
- verifiche idrauliche degli organi di scarico esistenti: sfioratore superficiale, canale fugatore e scarico di fondo.

L'opera in questione è caratterizzata da uno sbarramento del tipo in terra omogenea, ad andamento planimetrico rettilineo, con pendenza del paramento di valle pari ad 1/2 e pendenza del paramento di monte variabile da 1/3 ad 1/4.

Le principali caratteristiche dell'invaso e dello sbarramento, così come risultanti dal certificato di collaudo del 16.07.1969, nonché dai sopralluoghi e dal rilievo GPS appositamente eseguito per la redazione complessiva del presente Progetto Preliminare, sono le seguenti:

- quota del coronamento: 568,00 m s.l.m.;
- sviluppo del coronamento: 81,40 m;
- larghezza coronamento: 5,00 m;
- altezza diga: 20,00 m (calcolata come differenza tra la quota del piano di coronamento e quella del punto più depresso dei paramenti);
- livello di ritenuta normale: 565,40 m s.l.m.;
- livello di massimo vaso (alla massima portata di piena): 566,20;
- franco: 1,80 m;
- pendenza del paramento di valle: 1/2;
- pendenza del paramento di monte: $1/3 \div 1/4$;
- area del bacino imbrifero diretto: 1,01 km²;
- superficie dello specchio liquido: 0,11 km²;
- volume totale d'invaso: 544314 m³.

Lo scarico di superficie è costituita da uno sfioratore a larga soglia di lunghezza pari a 22,7 m, al quale segue un canale fugatore a sezione trapezia delle seguenti dimensioni:

- tratto iniziale, in asse al coronamento – sezione n. 1: m 3,2 x 4,6 x 2,4 (b x B x h), pendenza 2%;
- tratto a valle del ponticello stradale di accesso al coronamento – sezione n. 2: m 3,0 x 4,2 x 1,5 (b x B x h), pendenza 2%;
- circa 30 m a valle del suddetto ponticello il canale fugatore presenta una sezione di larghezza pari a circa 3,0 m per un'altezza di circa 1,0 m, con pendenze molto elevate dell'ordine del 30%.

Lo scarico di fondo, invece, risulta costituito da due tubazioni in acciaio DN 400 mm, ad andamento parallelo e rivestite con bauletto in c.a. e dotate di appositi diaframmi a passo costante; le tubazioni hanno una lunghezza di 116,0 m e sono terminalmente dotate di una saracinesca ubicata in apposita cabina di manovra.

La portata è convogliata all'interno delle suddette tubazioni tramite due bocche di presa di dimensioni pari a m 0,60 x 1,60, posta alla quota di circa 552,34 m s.l.m.

2.1 CALCOLO DELLE CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA PER ASSEGNATO TEMPO DI RITORNO

Il presente capitolo è finalizzato alla determinazione della portata al colmo con tempo di ritorno assegnato alla sezione di imposta della diga di Pianfei, in cui sono disponibili le registrazioni pluviometriche delle precipitazioni intense rilevate nelle stazioni viciniori.

Le stazioni sono esterne al bacino e sono disposte in modo da racchiuderne il contorno.

Codice stazione	Stazione	Quota [m slmm]	X UTM [m]	Y UTM [m]	Numero annualità
13036	Cuneo	536	384085	4916679	52
13081	Presa C.le Molline	620	410559	4910707	45
13072	Ormea	730	412921	4888456	39

Tabella 1 - Anagrafica delle stazioni pluviometriche utilizzate.

Lo studio idrologico riguarda un'indagine sulle precipitazioni di breve durata e massima intensità per caratterizzare gli eventi gravosi nella loro intensità, durata e frequenza. Tramite elaborazioni statistiche effettuate sulle registrazioni degli eventi gravosi, ricavati dagli Annali Idrologici pubblicati dal Servizio Idrografico, si giunge a definire le curve di possibilità pluviometrica per diversi tempi di ritorno.

Da tali curve si deduce l'altezza di precipitazione che si verifica sul bacino per una certa durata di pioggia e con un certo tempo di ritorno: in altre parole si valuta la quantità di pioggia in ingresso nel bacino. Una parte di questa pioggia, però, si perde per effetto di una serie di fenomeni idrologici ancor prima di arrivare alla rete idrografica.

L'applicazione del metodo dei topoietai ha permesso di selezionare le stazioni che effettivamente hanno un'influenza nel bacino in esame.

Le stazioni esaminate sono particolarmente significative per l'area in esame perché dotate di una serie storica delle osservazioni orarie particolarmente estesa. Sono state calcolate le curve di possibilità pluviometrica per ogni stazione in parola e quindi applicando il metodo dei topoietai si è valutata l'altezza di precipitazione media areale in ogni sottobacino ed interbacino.

Le serie storiche dei dati di precipitazione di durata compresa tra una e 24 ore di ogni stazione sono state sottoposte a regolarizzazione probabilistica al fine di determinare le curve di possibilità pluviometrica per i tempi di ritorno di 20, 100, 200, 500 e 1.000.

Di seguito sono elencati per sommi capi i passi effettuati per regolarizzare le serie temporali riferite a durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore così come desumibili dagli Annali Idrologici e per determinare successivamente le curve di possibilità pluviometrica.

Ogni serie temporale deve essere ordinata in senso crescente per poter calcolare la frequenza cumulata relativa.

Per ogni serie si calcolano i momenti del primo e secondo ordine ed i parametri caratteristici della distribuzione di Gumbel. Di seguito si riportano le formule utilizzate relativamente calcolo dei principali parametri statistici.

$$\begin{aligned}\bar{h}_t &= \frac{\sum_{i=1}^N h_{i,t}}{N} \\ \sigma_{(N-1)_t} &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (h_{i,t} - \bar{h}_t)^2}{N-1}} \\ u_t &= \bar{h}_t - 0.45 \cdot \sigma_{(N-1)_t} \\ \alpha_t &= \frac{1.283}{\sigma_{(N-1)_t}}\end{aligned}$$

Dalla definizione di tempo di ritorno (T) si può calcolare il valore di altezza massima di precipitazione in funzione di T con la seguente formula:

$$h_{i,\max_t} = u_i - \frac{1}{\alpha_i} \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right]$$

dove u_i e α_i sono i parametri della distribuzione di Gumbel per ogni serie adattata.

Noti i valori di $h_{i,\max}$ in funzione di del tempo di ritorno T calcolati per le durate dell'evento di 1, 3, 6, 12 e 24 ore, è possibile determinare i parametri caratteristici a ed n dell'equazione generale della curva di possibilità pluviometrica che è del tipo:

$$h(t) = a \cdot t^n$$

Specializzando l'equazione considerata secondo le ipotesi della distribuzione di Gumbel si può scrivere la relazione che esprime l'altezza h in funzione della durata e del tempo di ritorno:

$$h(t) = a_\mu \cdot (1 + V \cdot K_T) \cdot t^n$$

dove a_μ ed n possono essere stimati mediante una regressione lineare tra le trasformate logaritmiche delle medie di $h(t)$ e delle loro durate corrispondenti, V è il coefficiente di variazione (dato dal rapporto σ/μ) e K_T è il fattore di frequenza funzione del tempo di ritorno T .

Il coefficiente di variazione può essere stimato come media dei coefficienti di variazione V_i corrispondenti alle diverse durate mediante la:

$$V = \sqrt{\frac{1}{k} \sum_{i=1}^k V_i^2}$$

dove k indica il numero di durate disponibili.

Il fattore di frequenza per la distribuzione di probabilità di Gumbel è definito come:

- Parametro caratteristico a :

Tempo di ritorno	a [mm]
20	45.11
50	52.49
100	58.02
200	63.53
500	70.79
1000	76.28
3000	84.98

- Parametro caratteristico n :

Tempo di ritorno	n
20	0.406
50	0.404
100	0.403
200	0.401
500	0.399
1000	0.398
3000	0.397

2.2 CALCOLO DELLA PORTATA DI PIENA PER ASSOCIATO TEMPO DI RITORNO

2.2.1 CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE t_c

Formula di Giandotti

La formula di Giandotti è espressa in funzione di tre parametri morfometrici: A [km²] area del bacino; H [m] altitudine media sulla sezione di chiusura e L [km] lunghezza dell'asta principale.

$$S = 10^{-3} \cdot L/C$$

L'espressione di questa formula è:

$$t_c = \frac{4 \cdot A^{0.5} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot H^{0.5}}$$

Il tempo di corrivazione assume il valore di 0.64 ore.

2.2.2 CALCOLO DELLA PORTATA CON IL METODO SCS-CN

Il metodo per il calcolo della portata di piena è quello del Soil Conservation Service. Il metodo consente sia la semplice determinazione del volume della piena o della portata al colmo, sia la completa ricostruzione dell'idrogramma di piena. La determinazione del volume di piena si fonda sull'ipotesi che sia sempre valida la seguente relazione in cui tutte le grandezze sono espresse in mm:

$$\frac{V}{P_n} = \frac{W}{S}$$

dove:

V = volume di deflusso

P_n = precipitazione netta

W = invaso del suolo

S = valore minimo dell'invaso del suolo (il volume idrico effettivamente immagazzinato nel suolo)

La precipitazione netta si ottiene sottraendo alla precipitazione totale le perdite iniziali I_a dovute all'immagazzinamento superficiale. La precipitazione netta si ripartisce completamente tra il volume di deflusso superficiale V e l'invaso del suolo:

$$P_n = V + W$$

Con semplici passaggi dalle due relazioni soprascritte si ottiene:

$$V = \frac{P_n^2}{P_n + S}$$

Poiché le perdite iniziali possono essere correlate all'invaso massimo del suolo:

$$I_a = 0,2S$$

e tenendo conto che $P_n = P - I_a$ si ottiene l'espressione utilizzata per calcolare V:

$$V = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S}$$

Il calcolo di V presuppone oltre alla conoscenza della precipitazione totale P, la stima del massimo invasore S del suolo. La valutazione di S avviene mediante relazione:

$$S = 25,4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

in cui figura il parametro CN, curve number, che assume valori compresi tra 100 e 0. Il coefficiente CN rappresenta l'attitudine del bacino esaminato a produrre deflusso e si stima sulla base di valori tabellati in relazione alle caratteristiche idrologiche dei suoli e di copertura vegetale.

Noto il volume V è possibile calcolare la portata Q_p considerando un idrogramma appropriato di forma triangolare che ha una fase crescente di durata t_a (tempo di accumulo) e una di esaurimento t_e (tempo di esaurimento).

Esprimendo il volume di deflusso V in mm, il tempo t_a in ore, l'area A del bacino in Km^2 si ottiene:

$$Q_p = 0,208 \frac{VA}{t_a}$$

La determinazione di t_a nell'ipotesi di precipitazione di intensità costante di durata t_p e indicando con t_r il tempo di ritardo (distanza tra il baricentro dell'idrogramma e il picco dell'idrogramma triangolare) si effettua con la relazione:

$$t_a = 0,5 t_p + t_r$$

Il valore del CN è stato stimato come media ponderale dei corrispondenti valori di S relativi alle aree di utilizzo del suolo utilizzando la classificazione dell'uso del suolo Image2000&CorineLandCover2000 CLC2000, resa disponibile da APAT. Dall'analisi condotta risulta che per il bacino in parola il valore del parametro CN, in condizioni di umidità antecedenti all'evento di tipo II ossia nell'ipotesi che l'altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni

precedenti l'evento sia compresa tra 35 e 55 mm, vale circa 83. Cautelativamente per le verifiche di sicurezza si trasformato il valore di CN_{AMCII} nel valore che compete alla condizione $AMCIII$ (l'altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti l'evento maggiore di 55 mm) ben più gravose che assume quindi il valore di 93.

Essendo stata determinata la curva di probabilità pluviometrica corrispondente ai tempi di ritorno di 20, 50, 100, 200, 500, 1000 e 3000 anni è possibile calcolare la precipitazione critica per il bacino, che è quella avente una durata pari al tempo di corrivazione.

Tempo di ritorno	Q(tc)
Tr 20	11
Tr 50	14
Tr 100	16
Tr 200	19
Tr 500	22
Tr 1000	24
Tr 3000	28

2.2.3 *CALCOLO DELLE PORTATE COL METODO RAZIONALE*

Per la determinazione del valore della portata si è fatto riferimento al metodo razionale. La formula razionale è così strutturata:

$$Q_{\max} = \frac{\varphi \cdot 10^6 \cdot S \cdot h}{3600 \cdot t_c}$$

Il coefficiente φ , di difficile determinazione, è funzione della copertura del suolo, della geomorfologia del medesimo e di ulteriori parametri che ne condizionano il valore.

Associando all'espressione di h il valore rappresentato per il tempo di ritorno prefissato si ottiene la correlazione fra la frequenza dell'evento e la portata ad esso correlata.

La determinazione del coefficiente φ è stato condotto per ogni bacino relazionando diversi valori di φ i quali ne condizionano l'entità finale risultante.

La determinazione del coefficiente di ruscellamento è piuttosto empirica e basata forzatamente sull'ipotesi che detto coefficiente rimanga costante nel tempo e nello spazio nonché sull'esistenza di un rapporto lineare tra la pioggia caduta nel bacino e la portata di deflusso.

In virtù di questa semplificazione, peraltro costituente via obbligata laddove manchino stazioni idrometriche i cui dati di deflusso possano venire relazionati con gli afflussi meteorici in un dato intervallo di tempo, si può procedere correlando il coefficiente di ruscellamento con una serie

di parametri caratteristici del bacino in esame. In considerazione delle analisi svolte si è assunto per il coefficiente ϕ un valore di 0.75.

Tempo di ritorno	Q(tc)
Tr 20	13
Tr 50	16
Tr 100	17
Tr 200	19
Tr 500	21
Tr 1000	23
Tr 3000	25

2.2.4 *RIEPILOGO DELLE ELABORAZIONI VOLTE ALLA DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI PIENA PER ASSOCIATO TEMPO DI RITORNO*

Il confronto dei risultati ottenuti applicando le due diverse metodologie proposte ha permesso di verificare che le variazioni percentuali tra i valori calcolati applicando metodi che si appoggiano a due diverse ipotesi di lavoro sono un buon viatico per poter giudicare attendibili i valori proposti.

Occorre precisare che il metodo SCS-CN è stato utilizzato nelle condizioni più gravose di umidità antecedente all'evento (condizioni AMCIII). In tal modo si è voluto dare particolare enfasi alla calamitosità dell'evento considerato in relazione anche all'importanza dell'opera.

I valori assunti per la portata di piena per assegnato tempo di ritorno è pari al massimo tra i due valori calcolati così come indicato nella tabella sottostante.

TR [anno]	SCS-CN [a] [m³/s]	M.R. [b] [m³/s]	$100 \frac{[a]-[b]}{[a]}$	Portata di piena di progetto
20	11	13	-18.2	13
50	14	16	-14.3	16
100	16	17	-6.3	17
200	19	19	0.0	19
500	22	21	4.5	22
1000	24	23	4.2	24
3000	28	25	10.7	28

2.3 VERIFICHE IDRAULICHE DEGLI ORGANI DI SCARICO

Nel presente capitolo vengono riportati i calcoli idraulici di verifica degli scarichi rispettivamente di superficie e fondo dello sbarramento esistente.

Definite le dimensioni e determinate le capacità di esitare le portate, al successivo *capitolo 5* si è, quindi, potuto stimare il tempo di vuotatura del serbatoio.

2.3.1 SCARICO DI SUPERFICIE

Come indicato in premessa, lo scarico di superficie è costituito da uno sfioratore a soglia libera (di tipo a larga soglia) posizionato in sponda sinistra, lateralmente al coronamento della diga.

Questo ha uno sviluppo di 22,7 m con la soglia a quota 565,40 m s.l.m.m. determinante il livello di ritenuta normale a 2,60 m sotto il piano di coronamento della diga situato a quota 568.00 m s.l.m.

Le acque sfiorate saranno allontanate dal manufatto mediante un canale di scivolo con muri laterali di contenimento aventi altezza variabile da 2,4 m a 1,5.

Si è, quindi, provveduto alla verifica sia del franco che del franco netto minimo regolamentare entrambi con riferimento allo smaltimento della piena massima millenaria presumibile di 28,0 m³/s; in caso di eventi ancor più eccezionali si potrà operare, altresì, sullo scarico di fondo.

In particolare, ai sensi della citata “*Proposta di aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*” della *Adunanza del 25 luglio 2008 allegato al protocollo 27/2008*, il franco netto per la diga in questione (in materiali sciolti) è funzione dell'altezza della diga stesse e deve essere non inferiore a 1,6 m.

La relazione caratteristica dello sfioratore in questione è rappresentata dalla nota formula:

$$Q = \mu \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad \text{dove}$$

L: lunghezza efficace dello sfioratore;

h: innalzamento del pelo libero indisturbato del serbatoio misurato a partire dal punto più elevato del ciglio sfiorante;

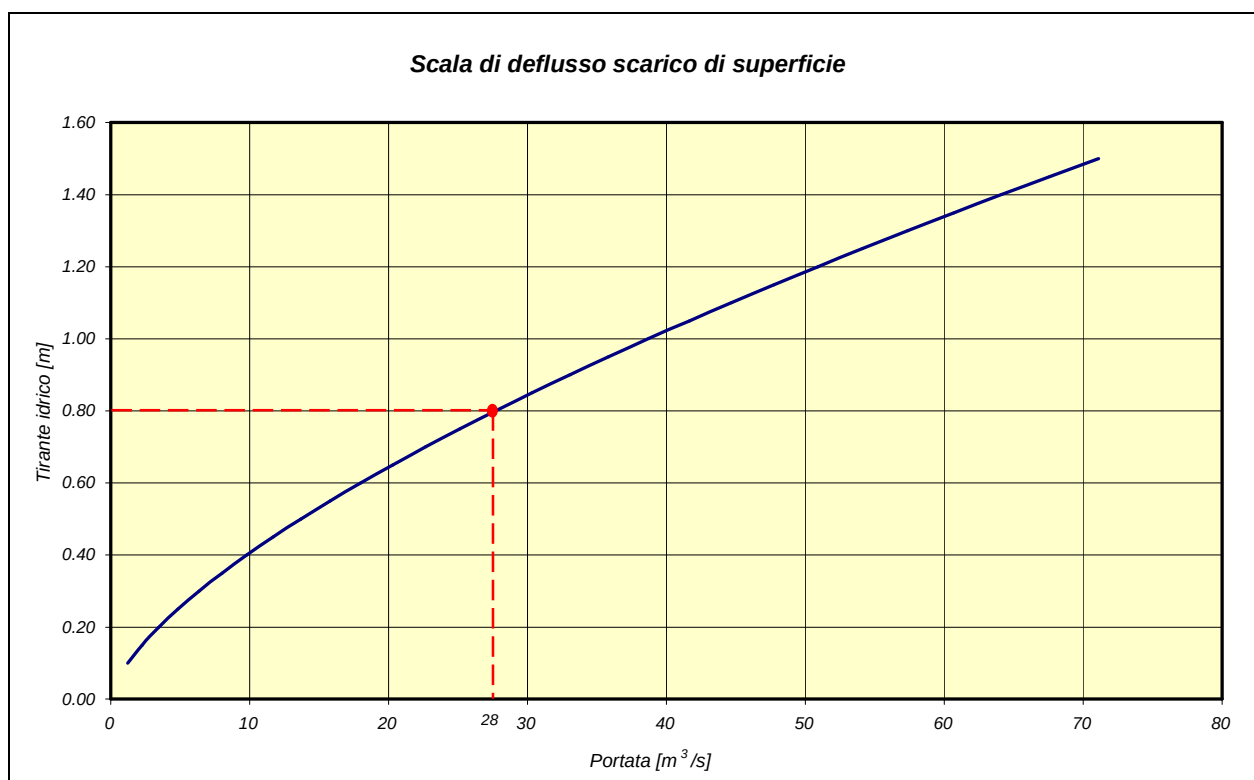
μ : coefficiente di efflusso (assunto cautelativamente pari a 0,385 – soglia larga);

Si ottiene, pertanto la seguente relazione:

$$Q = \mu \cdot L \cdot h \sqrt{2 \cdot g \cdot h} = 0,385 \cdot 22,7 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot h^{3/2} = 38,71 \cdot h^{3/2}$$

con la quale si costruisce la scala delle portate che viene riportata nella tabella e nel grafico seguenti:

<i>Tirante idrico [m]</i>	<i>Portata esitata [m³/s]</i>
0.10	1.22
0.15	2.25
0.20	3.46
0.25	4.84
0.30	6.36
0.35	8.02
0.40	9.79
0.45	11.69
0.50	13.69
0.55	15.79
0.60	17.99
0.65	20.29
0.70	22.67
0.75	25.14
0.80	27.70
0.85	30.34
0.90	33.05
0.95	35.84
1.00	38.71
1.05	41.65
1.10	44.66
1.15	47.74
1.20	50.89
1.25	54.10
1.30	57.38
1.35	60.72
1.40	64.12
1.45	67.59
1.50	71.11



Sulla base dei predetti risultati, in concomitanza allo sfioro della portata di massima piena di $28 \text{ m}^3/\text{s}$ si determina una lama d'acqua sulla soglia sfiorante pari all'incirca ad 80 cm, con una conseguente quota di massimo invaso di 566,20 m s.l.m.

Sono stati, quindi, valutati il franco ed il franco netto in riferimento alla citata *“Proposta di aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)” della Adunanza del 25 luglio 2008 allegato al protocollo 27/2008* (di seguito P.A.N.T.), sulla base dei seguenti dati:

- Quota di massimo invaso:

$$Q_{MI} = 566,20 \text{ m s.l.m.}$$

- Quota di massima regolazione:

$$Q_{MR} = 565,40 \text{ m s.l.m.}$$

- Quota piano del coronamento:

$$Q_{PC} = 568,00 \text{ m s.l.m.}$$

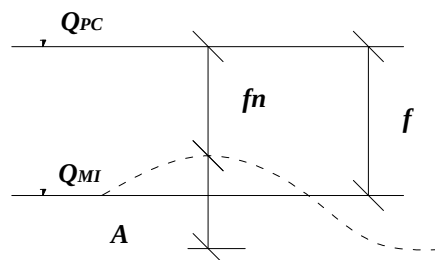
- Calcolo del franco e del franco netto in accordo al P.A.N.T.

- Franco:

$$f = Q_{PC} - Q_{MI} = 1,80 \text{ m}$$

- Franco netto:

$$f_n = Q_{PC} - \left(Q_{MI} + \frac{1}{2} A_v + R_u \right)$$



in accordo all'art. B1 della proposta P.A.N.T. l'ampiezza dell'onda da vento e da sisma è stata valutata in relazione ai dati della tabella di cui all'art. C.2:

lunghezza del fetch assunta:

$$L = 1 \text{ km}$$

velocità massima del vento assunta (dati ARPA Piemonte): $U = 80 \text{ km/h}$

$$A = 0,20 \text{ m}$$

l'altezza del run-up vale: $R_u = 0,033 \text{ m}$

$$f_n = 568,00 - \left(566,20 + \frac{1}{2} \cdot 0,20 + 0,033 \right) \cong 1,7 \text{ m}$$

In riferimento alla normativa vigente il franco risulta, dunque, essere pari a 1,80 m mentre il franco netto a 1,7 m.

I valori ottenuti sono da considerarsi, comunque, cautelativi poiché sono stati calcolati in riferimento ad un coefficiente di stramazzo minimo e ad una lunghezza del fetch assunta pari a 1,0 km mentre la lunghezza totale dell'invaso artificiale è pari a circa 600 m.

Si evidenzia, infine, come nei calcoli suddetti non sono stati presi in considerazione eventuali abbassamenti del coronamento derivanti dai cedimenti del terreno e del rilevato in quanto trattasi di uno sbarramento già esistente, assoggettato, quindi, ad eventuali cedimenti residui di entità praticamente trascurabile.

2.3.2 CANALE FUGATORE

Si riporta nel seguito la verifica della sezione idraulica di deflusso relativa al canale fugatore compreso tra lo sfioratore e l'inizio del tratto a forte pendenza, per il quale non si ritengono necessarie verifiche idrauliche specifiche.

La verifica, in considerazione della sezione e della pendenza pressoché costanti del canale in oggetto, è stata svolta con un modello a scala di deflusso in moto uniforme, assumendo, cioè, che la corrente sia caratterizzata da traiettorie rettilinee e parallele con valori costanti nel tempo e nello spazio di tutte le grandezze caratterizzanti la corrente stessa: altezza idrica, velocità media nella sezione trasversale, portata, distribuzione di pressione nella stessa, ecc.

Sotto queste ipotesi la pendenza media motrice disponibile i_m , data dal rapporto tra la differenza di quota Y e la distanza L tra il punto di partenza e quello di arrivo è esattamente eguale alla pendenza piezometrica J che rappresenta le dissipazioni energetiche per unità di lunghezza:

$$i_m = \frac{Y}{L} = \frac{H_m - H_v}{L} = J$$

La relazione $i_m = J$ costituisce l'equazione fondamentale del moto uniforme.

Considerato, quindi, che il moto sia uniforme ($i_m = J$) e turbolento, caratterizzato cioè da resistenze dovute prevalentemente alla turbolenza e non alla viscosità, la velocità media V è esprimibile dalla formula di Chezy:

$$V(h) = \chi(h) \sqrt{R(h) \cdot i_m}$$

dove $R(h)$ è il raggio idraulico, definito come rapporto tra l'area bagnata ed il perimetro bagnato dalla corrente, h è l'altezza dell'acqua dal fondo e χ un coefficiente di resistenza che può essere espresso con la formula di Gauckler – Strickler:

$$\chi(h) = K_s \cdot R(h)^{\frac{1}{6}}$$

dove il parametro K_s , dipendente dalle caratteristiche di scabrezza della superficie bagnata, si trova tabellato nei manuali tecnici.

La portata $Q(h)$ è legata alla velocità media attraverso l'area bagnata $V(h)$ dalla relazione:

$$Q(h) = V(h) \cdot A(h) = \chi(h) \cdot A(h) \cdot \sqrt{R(h) \cdot i_m}$$

L'equazione ora scritta che lega la portata all'altezza d'acqua nella sezione, viene tradizionalmente definita “*scala delle portate*”.

Tramite la scala delle portate, data la forma e le dimensioni della sezione del canale e la pendenza i_m , è possibile, quindi, determinare il valore di portata Q corrispondente ad un assegnato valore del tirante idrico di moto uniforme.

Dall'analisi del tratto oggetto e dai rilievi effettuati sono stati, quindi, determinati la sezione corrente del canale, le caratteristiche del materiale di rivestimento, con il relativo coefficiente di scabrezza, nonché la pendenza del tratto oggetto di analisi:

- sezione trapezia n. 1: m 3,2 x 4,6 x 2,4 (b x B x h);
- sezione trapezia n. 2: m 3,0 x 4,2 x 1,5 (b x B x h);
- coefficiente di scabrezza: $55 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$;
- pendenza: 2 % circa.

Alle pagine seguenti vengono, quindi, riportati i risultati di calcolo per il deflusso della portata di massima piena, pari a $28 \text{ m}^3/\text{s}$, dai quali si può evincere come essa sia sempre contenuta entro la sezione utile del canale, a meno di un franco idraulico di sicurezza variabile da 110 cm a 30 cm circa.

SEZIONE TRAPEZIA O RETTANGOLARE

OPERA: CANALE FUGATORE PIANFEI - SEZ. n. 1

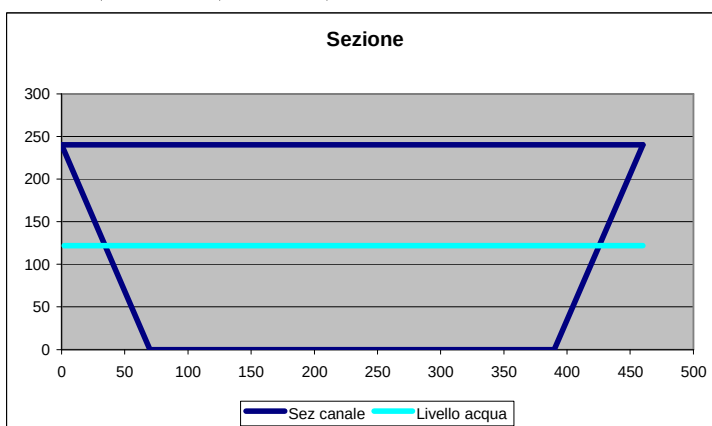
Dati della sezione

H=	240	cm	(Altezza sezione)
b=	320	cm	(Base minore sezione)
B=	460	cm	(Base maggiore)
Angolo	16.268452	gradi	
Area=	9.36	mq	
Pendenza	2.0	%	
K	55	Coefficiente di scabrezza di Gauckler - Strickler	
Portata di progetto	28	mc/sec	Q3000

H defl (cm)	Contorno bagnato	Area deflusso (mq)	Raggio idraulico (ml)	Portata (mc/sec)	Velocità (m/sec)
12	345.00	0.388	0.113	0.7037647	1.812882
24	370.00	0.785	0.212	2.1711084	2.766416
36	395.00	1.190	0.301	4.1585911	3.495142
48	420.00	1.603	0.382	6.5620217	4.092986
60	445.01	2.025	0.455	9.3188585	4.601778
72	470.01	2.455	0.522	12.387315	5.045173
84	495.01	2.894	0.585	15.737834	5.43826
96	520.01	3.341	0.642	19.348741	5.7914
108	545.01	3.796	0.697	23.203749	6.112069
120	570.01	4.260	0.747	27.290403	6.40586
132	595.01	4.732	0.795	31.599059	6.677073
144	620.01	5.213	0.841	36.122186	6.929087
156	645.01	5.702	0.884	40.853873	7.164607
168	670.01	6.200	0.925	45.789469	7.385827
180	695.02	6.706	0.965	50.925321	7.594554
192	720.02	7.220	1.003	56.258572	7.792289
204	745.02	7.742	1.039	61.787008	7.980293
216	770.02	8.274	1.074	67.508942	8.159632
228	795.02	8.813	1.109	73.42312	8.331219
240	820.02	9.361	1.142	79.528646	8.495835

La portata di progetto defluisce con i seguenti dati

H defl (cm)	Contorno bagnato	Area deflusso (mq)	Raggio idraulico (ml)	Portata (mc/sec)	Velocità (m/sec)
122.02	574.22	4.339	0.756	28.000	6.452951



SEZIONE TRAPEZIA O RETTANGOLARE

OPERA: CANALE FUGATORE PIANFEI - SEZ. n. 2

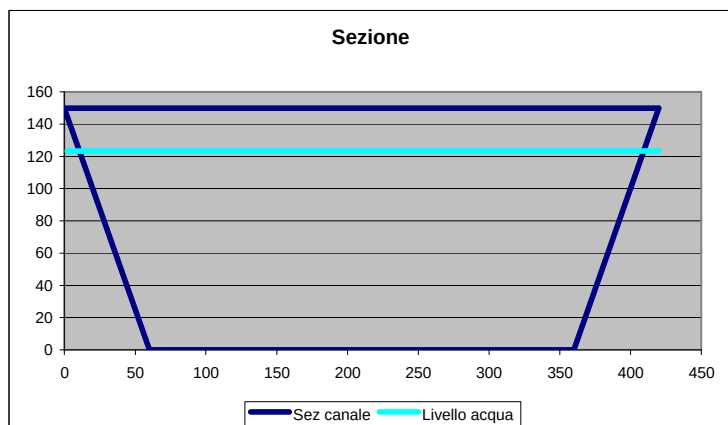
Dati della sezione

H=	150	cm	(Altezza sezione)
b=	300	cm	(Base minore sezione)
B=	420	cm	(Base maggiore)
Angolo	21.812467	gradi	
Area=	5.40	mq	
Pendenza	2.0	%	
K	55	Coefficiente di scabrezza di Gauckler - Strickler	
Portata di progetto	28	mc/sec	Q3000

H defl (cm)	Contorno bagnato	Area deflusso (mq)	Raggio idraulico (ml)	Portata (mc/sec)	Velocità (m/sec)
7.5	316.16	0.227	0.072	0.3055765	1.344663
15	332.31	0.459	0.138	0.9539848	2.078375
22.5	348.47	0.695	0.200	1.8464917	2.655824
30	364.63	0.936	0.257	2.9407209	3.141728
37.5	380.78	1.181	0.310	4.2106365	3.564465
45	396.94	1.431	0.361	5.6383203	3.940001
52.5	413.10	1.685	0.408	7.2106855	4.278547
60	429.25	1.944	0.453	8.9178173	4.587165
67.5	445.41	2.207	0.496	10.752016	4.871002
75	461.57	2.475	0.536	12.707195	5.13396
82.5	477.72	2.747	0.575	14.778486	5.379076
90	493.88	3.024	0.612	16.961953	5.608776
97.5	510.04	3.305	0.648	19.254398	5.825024
105	526.19	3.591	0.682	21.653208	6.029441
112.5	542.35	3.882	0.716	24.156247	6.223378
120	558.51	4.176	0.748	26.761766	6.407975
127.5	574.66	4.476	0.779	29.46834	6.584201
135	590.82	4.779	0.809	32.274808	6.752889
142.5	606.98	5.088	0.838	35.180235	6.914757
150	623.13	5.401	0.867	38.183877	7.07043

La portata di progetto defluisce con i seguenti dati

H defl (cm)	Contorno bagnato	Area deflusso (mq)	Raggio idraulico (ml)	Portata (mc/sec)	Velocità (m/sec)
123.47	565.97	4.314	0.762	28.000	6.49038



2.3.3 SCARICO DI FONDO

Per la verifica dello scarico di fondo si è applicato il teorema di Bernoulli, per ciascuna delle due tubazioni, tra la sezione di imbocco e quella della vena affluente a pelo libero in condizioni di totale apertura della saracinesca, ottenendo la seguente relazione:

$$Q = \mu A \sqrt{2g \cdot (H - \Delta h_{AD})}$$

dove Q è la portata effluente, μ è il coefficiente di efflusso pari a 0,82 (si ha contrazione della vena affluente altrimenti, nel caso in cui non si abbia, è posto pari a 1), A è l'area della sezione, H è il carico a monte dell'imbocco rispetto al baricentro della sezione ristretta e $H - \Delta h_{AD}$ sono le perdite di carico complessive nel tratto in pressione.

Il termine Δh_{AD} comprende sia le perdite distribuite Δh_d che quelle concentrate e digerite.

2.3.4 PERDITE DISTRIBUITE

Le perdite distribuite lungo il percorso sono state valutate adottando la formula di Chézy:

$$V_c = \chi \sqrt{R_j}$$

dove V_c è la velocità media nel condotto che precede la paratoia.

L'indice di resistenza χ è stato valutato secondo Gauckler– Strickler con l'usuale formula:

$$\chi = K_s \cdot R^{1/6}$$

considerando $K_s = 70 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ (valore scelto tenendo presente che la corrente può trasportare materiali solidi alluvionali).

Le perdite distribuite valgono quindi:

$$\Delta h_d = Q^2 \left(\frac{L}{A^2 \cdot R^{4/3} \cdot K_s^2} \right)$$

In cui L è la lunghezza di ciascuna tubazione, pari a 116,0 m ed aventi le seguenti caratteristiche idrauliche:

	Lunghezza [m]	Area [m²]	Contorno bagnato [m]	Raggio idraulico [m]
Tubo DN 400	116,00	0,1256	1,256	0,10

$$\Delta h_d = Q^2 \left(\frac{116,00}{0,1256^2 \cdot 0,10^{4/3} \cdot 70,0^2} \right) = 32,3 \cdot Q^2 (m)$$

2.3.5 *PERDITE CONCENTRATE*

La valutazione delle perdite di carico concentrate nei tratti interessati da singolarità sono state calcolate utilizzando le seguenti espressioni determinate in base alla geometria dell'opera ed alla conseguente configurazione della corrente:

- Perdite concentrate all'imbocco dello scarico:

$$\Delta h_{C,1} = K_1 \frac{V_1^2}{2g}$$

con $K_1 = 0.20$ dove $V_1 = \frac{Q}{A}$ (Q = portata allo scarico e A = sezione media di riferimento)

- Perdite concentrate per effetto delle 2 curve a 90°:

$$\Delta h_{C,2} = K_2 \frac{V_2^2}{2g}$$

con $K_2 = 0.24$

Tali perdite risultano di limitata entità e, ai fini dei calcoli di verifica, verranno cautelativamente assunte pari al 10 % di quelle distribuite.

2.3.6 *CALCOLO DELLA PORTATA DELLO SCARICO*

Sostituendo i valori precedentemente trovati, che esprimono l'entità delle perdite di carico concentrate e distribuite in funzione della portata esitata da ciascuna tubazione, nella relazione di partenza dedotta dall'applicazione del teorema di Benoulli, si ottiene l'equazione della portata dello scarico di fondo in funzione del carico idraulico dato dal livello idrico dell'invaso.

L'equazione:

$$Q = \mu \cdot A \sqrt{2g \cdot (H - \Delta h_{AD})}$$

può, quindi, essere scritta come:

$$Q = 0.82 \cdot 0.1256 \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot [H - (1.1 \cdot 32.3 \cdot Q^2)]} =$$

$$= 0.456 \cdot \sqrt{H - 35.5 \cdot Q^2}$$

$$Q^2 = 0.456^2 \cdot (H - 35.5 \cdot Q^2)$$

$$Q^2 = 0.456^2 H - 7.38 \cdot Q^2$$

$$Q \cong 0.16 \cdot \sqrt{H} \quad (m^3 / s)$$

Da questa equazione si ricavano le portate corrispondenti alle quote di massimo invaso e di massima regolazione:

- **Quota di massimo invaso**

La quota di massimo invaso è pari a 566,20 m s.l.m. alla quale corrisponde un carico idraulico di circa 17,0 m:

A tale valore del carico corrisponde una portata esitata per ciascun tubo di:

$$Q = 0.16 \cdot \sqrt{17.0} \cong 0.65 \, m^3 / s$$

e per lo scarico totale di circa 1,30 m³/s.

- **Quota massima di regolazione**

La quota di massima regolazione è di 565,40 m s.l.m. cui corrisponde un carico idraulico di 16,2 m. La portata esitata alla quota in parola è pari a:

$$Q = 0.16 \cdot \sqrt{16.2} \cong 0.64 \, m^3 / s$$

e per lo scarico totale di circa 1,28 m³/s.

2.4 SVUOTAMENTO DEL SERBATOIO

Sulla base dei risultati ottenuti al paragrafo precedente si è, quindi provveduto alla verifica del tempo di svuotamento del serbatoio tramite lo scarico di fondo. Tale svuotamento del serbatoio avviene in fasi successive in funzione dei livelli idrometrici, con deflusso del tipo sotto battente, comandato dalla sezione ristretta dello scarico di fondo Q_f con legge di efflusso determinata in precedenza:

$$Q_f = 0.16 \cdot \sqrt{H} \, (m^3 / s)$$

Lo svuotamento del serbatoio è stato, pertanto, calcolato integrando l'equazione di continuità:

$$\frac{Q_e(t) + Q_e(t + \Delta t)}{2} - \frac{Q_u(t) + Q_u(t + \Delta t)}{2} = \frac{W(t + \Delta t) - W(t)}{\Delta t}$$

dove con Q_e e Q_u si sono indicate le portate entranti ed uscenti dal serbatoio, espresse dalla legge di efflusso caratteristica dello scarico di fondo, nonché la legge quota-volume determinata dall'analisi della morfologia del bacino e ricavata dagli elaborati allegati al certificato di collaudo della diga in data 16.07.1969.

I tempi di svuotamento all'istante i -esimo si calcolano scrivendo l'equazione di continuità dell'invaso nella forma:

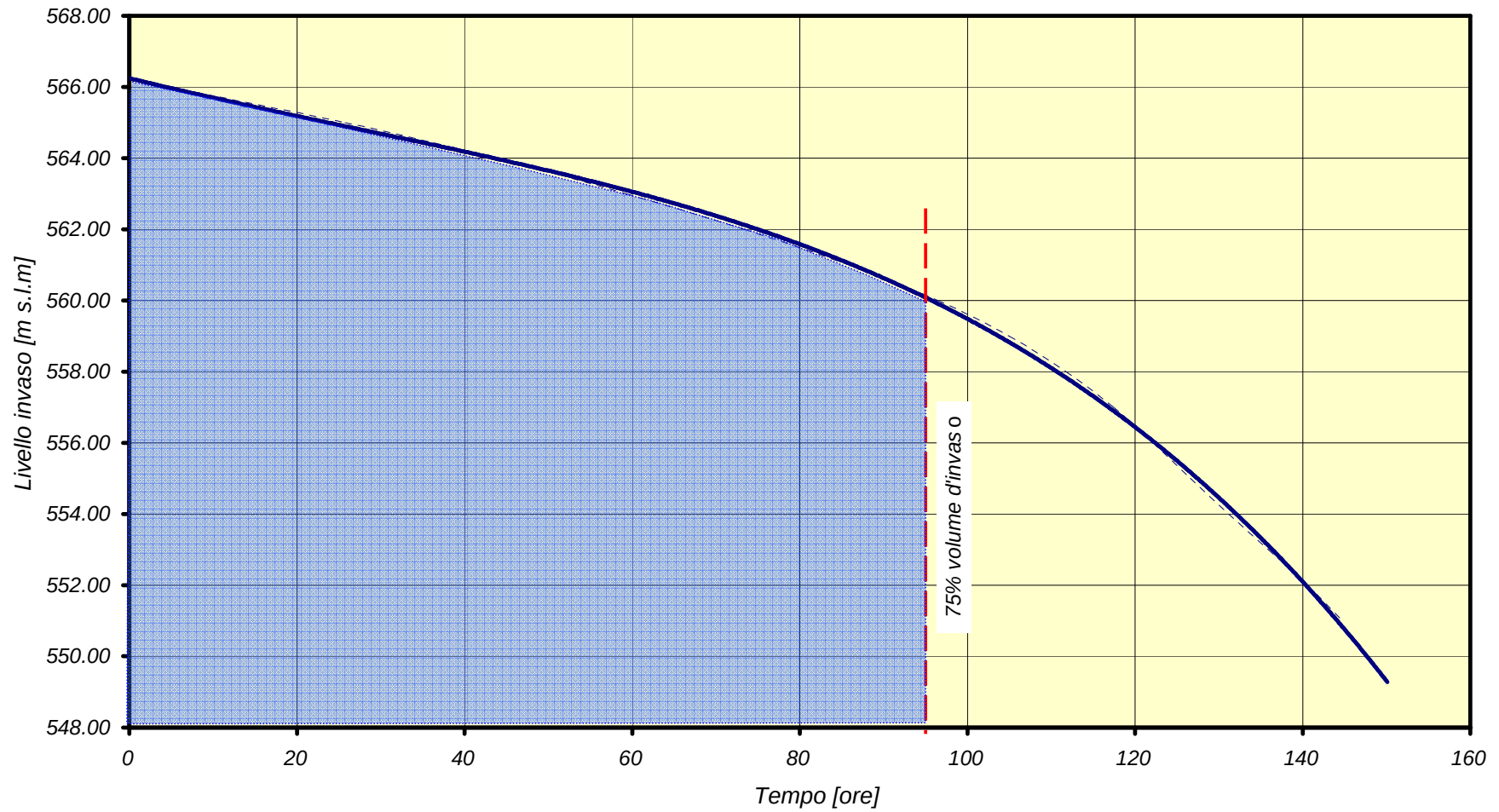
$$t_i = t_{i-1} + \frac{W_{i-1} - W_i}{(Q_{i-1} + Q_i) \cdot 0.5}$$

La risoluzione per via numerica dell'equazione di continuità ha permesso, così, di stimare il tempo di svuotamento totale del serbatoio, pari a 6,2 giorni e il tempo necessario allo svuotamento del 75% dello stesso, pari a 4,0 giorni, calcolati a partire dalla quota di massima regolazione e nella situazione per la quale si abbia l'apertura completa dello scarico di fondo.

Si evidenzia, in particolare, come i suddetti tempi di svuotamento (totale e parziale al 75%), possano ritenersi sufficienti e compatibili per l'opera in argomento, in relazione soprattutto all'utilizzo e alle dimensioni molto ridotte dell'invaso, nonché all'assenza a valle di centri abitati e infrastrutture che possano essere significativamente interessati dalle manovre degli organi di scarico.

Nella figura a seguire è, pertanto, rappresentato il tempo di vuotatura del bacino nell'ipotesi di apertura completa dello scarico di fondo, per la situazione attuale:

Abaco svuotamento serbatoio



3. VERIFICHE GEOTECNICHE

Nella presente relazione sono riportati i risultati delle verifiche di filtrazione e di stabilità dello sbarramento esistente a monte del centro abitato di Pianfei, inserito nell'ambito degli "Interventi per la realizzazione dell'invaso di Serra degli Ulivi dei bacini complementari e del sistema idraulico-irriguo primario ad essi connesso in Provincia di Cuneo".

Sono illustrati i risultati delle analisi effettuate per la stabilità globale e di filtrazione dello sbarramento, realizzato in terra omogenea.

In particolare con l'analisi di filtrazione è stato possibile verificare che la superficie di falda, che rappresenta l'andamento del moto di filtrazione all'interno dello sbarramento, non intersechi il paramento a valle della diga. In tal modo l'opera in questione può assolvere la sua funzione di sbarramento idraulico anche con i livelli di massimo invaso mantenendo nello stesso tempo i requisiti di esercizio richiesti.

L'analisi di tipo geotecnico, invece, è stata indirizzata a verificare la stabilità dell'opera (verifica di stabilità globale) in condizioni idrauliche critiche (condizioni di massimo invaso o di svasso rapido).

Il livello massimo di invaso è stato fissato in conformità a quanto indicato nel FCEM vigente e posto pari a +565.80 m s.l.m. (in tale situazione il livello dell'acqua risulta essere posto ad un'altezza di circa 16.8m dal piede interno della diga).

Sono state prese in considerazione 4 condizioni d'analisi per la stabilità dello sbarramento:

1. verifica statica del paramento di valle in condizioni di massimo invaso;
2. verifica sismica del paramento di valle in condizione di massimo invaso;
3. verifica statica del paramento di monte in condizioni di svasso rapido;
4. verifica sismica del paramento di monte in condizioni di svasso rapido.

Le analisi e le verifiche in condizioni statiche e sismiche sono state condotte sulla base dei risultati di una specifica campagna di indagini geognostiche, geotecniche e sismiche, attraverso la quale è stato possibile ricostruire la situazione geologica di superficie e di sottosuolo e formulare il modello geologico e geotecnico preso a base per l'analisi. Inoltre tutti i calcoli sono stati effettuati in accordo con quanto previsto dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) e successiva Circ. Min. del 02/02/2009 n.617 Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche e

dalla “Proposta di aggiornamento delle Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (Dighe e traverse)” (aggiornamento 18 dicembre 2009).

E' stato costruito un modello agli elementi finiti (F.E.M.) con l'ausilio del quale si sono potute ricostruire le superfici di scorrimento ed i percorsi filtranti nelle condizioni sopra indicate in funzione delle caratteristiche geotecniche e idrauliche dei terreni costituenti lo sbarramento e di fondazione.

L'analisi sismica è stata infine condotta secondo il metodo pseudostatico.

Nella figura seguente si mostra una sezione longitudinale dell'opera.

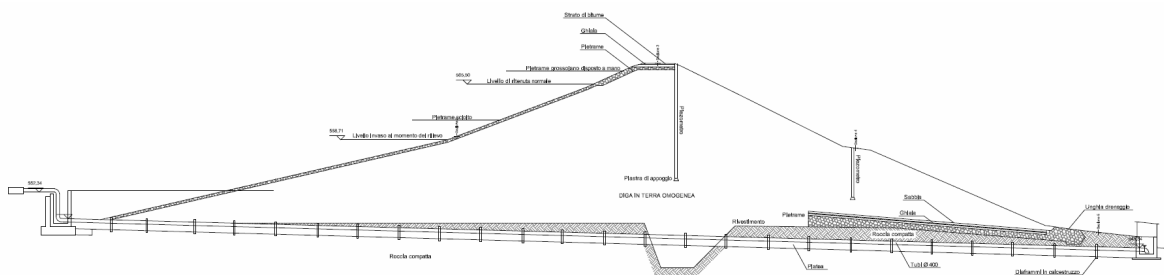


Fig. 1 Sezione longitudinale dell'opera di sbarramento

3.1 NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO

- D.M. 11 marzo 1988. “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- Circ. LL.PP. 24 settembre n. 30483. “Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. 2004.
- Eurocodice 8. Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti di geotecnica. 2004.
- Ordinanza n. 3274 del 08/05/2003 della Presidenza del Consiglio dei Ministri "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e relativi allegati e s.m.i.

- Ordinanza n. 3519 del PdCM del 28 aprile 2006 “Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l’aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”.
- Norme Tecniche per le Costruzioni. DM 14 gennaio 2008.
- Istruzione per l’applicazione delle Norme Tecniche. Circ. Min. 2 febbraio 2009 n. 617
- Raccomandazioni AGI sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche (1977)
- Raccomandazioni AGI sulle Prove Geotecniche di Laboratorio (1994).
- Raccomandazioni AGI Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona Sismica (1995)
- D.M. 24 marzo 1982. “Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento”.
- Proposta di Aggiornamento delle Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse) – Testo coordinato NTC 2008. Testo allegato al Voto n.204/2009 – Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei LL.PP. - Aggiornamento 18 Dicembre 2009.

3.2 STUDI ED INDAGINI ESEGUITE

Ai fini delle verifiche in oggetto è stata programmata ed eseguita una specifica campagna di indagini geognostiche e geotecniche. In totale, nell’area in esame, sono stati realizzate:

- ✓ 5 sondaggi a carotaggio continuo della profondità variabile da 15 a 38 m, per un totale di 138 ml di perforazione;
- ✓ esecuzione di 6 prove S.P.T. (Standard Penetration Test) in foro;
- ✓ prelievo di 4 campioni indisturbati;
- ✓ installazione di 5 piezometri all’interno dei fori di ogni sondaggio;
- ✓ esecuzione di 3 profili geoelettrici e 2 profili geosismici a rifrazione;
- ✓ esecuzione di prove di laboratorio geotecnico:
 - 4 aperture e descrizione del campione;
 - 4 determinazioni del peso di volume;
 - 4 determinazioni del contenuto naturale d’acqua;
 - 4 determinazioni del peso specifico dei grani;
 - 4 determinazioni dell’indice dei vuoti;
 - 4 determinazioni della porosità;
 - 4 analisi granulometriche;
 - 4 determinazioni dei limiti di consistenza: limiti di liquidità;

- 3 prove di taglio diretto (prova consolidata lenta).
- ✓ 16 prove di permeabilità tipo “Lefranc” a carico variabile a diverse profondità, di cui 12 eseguite in abbassamento e 4 in risalita.

Nel seguito saranno esposti e commentati i risultati delle indagini e delle prove di laboratorio sui campioni dei sondaggi PF03 e PF04 in quanto posti direttamente in corrispondenza dell’opera; i restanti sondaggi (PF01, PF02, PF05), ubicati lungo le sponde destra e sinistra non saranno presi in considerazione per la caratterizzazione geotecnica dei terreni perché questi sondaggi non interessano i terreni che costituiscono il corpo diga.

3.3 CARATTERI LITOLOGICI

I terreni affioranti e presenti nel sottosuolo, intercettati dai sondaggi, sono i seguenti:

- Terreni argillosi-limosi-sabbiosi (che costituiscono il corpo diga);
- Formazione del substrato roccioso.

Nei paragrafi che seguono saranno descritti i caratteri litologici delle due formazioni, commentando i risultati delle indagini che hanno permesso di definire i campi rappresentativi dei parametri fisico-meccanici. La conseguente caratterizzazione geotecnica è stata particolarmente indirizzata alla determinazione dei parametri dei depositi argillosi-limosi-sabbiosi direttamente interessati dalle analisi.

3.3.1 TERRENI ARGILLOSI-LIMOSI-SABBIOSI

Si tratta dei terreni che costituiscono il corpo dell’opera di sbarramento.

Nel sondaggio PF03, posto lungo il coronamento della diga, si rinvenivano al di sotto di uno strato di terreno vegetale di spessore 1.5m e costituiti, fino alla profondità di 4.8m circa, da sabbia limosa marrone chiara con intercalazioni giallo-rossicce di minerali metamorfici, tendente a limo argilloso con sabbia a struttura laminata con colorazione dal giallo-rossiccio al giallo ocra-arancio fino a marrone-biancastro e con clasti centimetrici. A partire dalla profondità di 4.8m e fino a 22.8m (corrispondente più o meno alla base del rilevato), è presente una successione di depositi argillosi-limosi-sabbiosi con struttura laminata variopinta spesso millimetrica e con clasti eterometrici di serpentiniti e scisti; tale successione risulta composta rispettivamente da argilla limosa grigia, alternanze di argille limose e limi argillosi spesso con sabbia e con clasti.

Nel sondaggio PF04, ubicato più a valle in corrispondenza della banca del paramento di valle dello sbarramento, al di sotto del terreno di riporto, di spessore pari a 1.90m, tali depositi

risultano costituiti da argilla limosa con colorazione variabile dal marrone scuro al marrone chiaro-marrone rossiccio, ricca di clasti metamorfici (prevalentemente serpentiniti) eterometrici (con diametro fino a 6-7cm) e con marcate alterazioni di minerali metamorfici. Lo spessore del deposito risulta essere pari a circa 8.5m, fino ad una profondità di 10m (corrispondente anche in questo caso con la base del rilevato di sbarramento).

Dal punto di vista tecnico si tratta di materiali dotati di medie caratteristiche meccaniche e di permeabilità medio-bassa.

Prove SPT

Le prove SPT eseguite in questi terreni hanno fornito valori di N_{SPT} compresi tra 8 e 16, indicando uno stato di consistenza medio; non si evidenzia un aumento dei valori con la profondità. Nel grafico che segue sono mostrati i valori ottenuti in funzione della profondità.

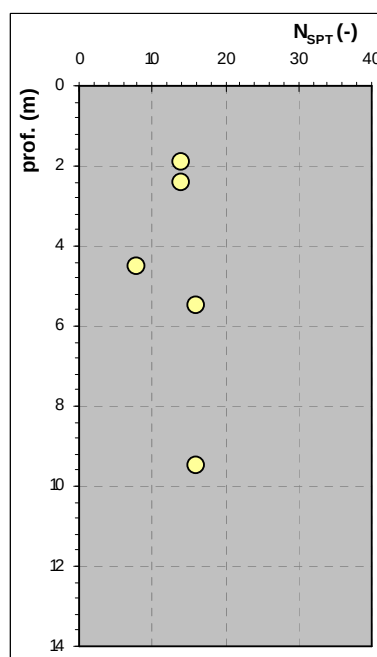


Fig. 2 Risultati delle prove SPT

Assumendo un campo di valori sopra indicato ($N_{SPT}=8\div16$), sulla base della correlazione proposte da Liao e Whitman (1986):

$$Dr = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{60 + 25 \log D_{50}}}$$

si otterrebbero valori di densità relativa tra 30 e 50%. Il valore di $(N_1)_{60}$ è stato ottenuto normalizzando il valore N_{SPT} per le procedure esecutive, applicando i fattori correttivi indicati Skempton (1986) e correggendo ulteriormente per le diverse tensioni litostatiche, secondo le indicazioni di Liao e Whitman.

Complessivamente i terreni in questione presentano un medio grado di addensamento.

Per quanto riguarda i parametri di resistenza al taglio, utilizzando la relazione empirica più usata che lega N_{SPT} ed angolo di attrito ϕ (Shioi e Fukui, 1982):

$$\phi' = \sqrt{15 N_{SPT}} + 15^\circ \quad (\text{valida per sabbie fini o limose})$$

risulterebbero valori di angolo di attrito compresi nell'intervallo 26° - 30° .

Per quanto riguarda le caratteristiche di deformabilità possono citarsi varie correlazioni (valide però in genere per terreni sabbiosi):

$E = 5.27 N_{SPT} + 76$	(kg/cm^2)	Schultze e Menzebach (1970) per sabbie sotto falda
$E = 2 B N_{SPT}$	(kg/cm^2)	Schmertmann (1970) con $B=4$ per sabbie fini

Dall'insieme dei dati a disposizione si può indicare un valore del modulo di deformabilità E' nel campo 10÷15 MPa, valore che può ritenersi in linea con i valori tipici di questi materiali.

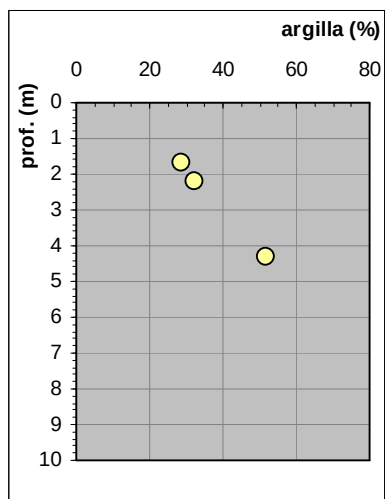
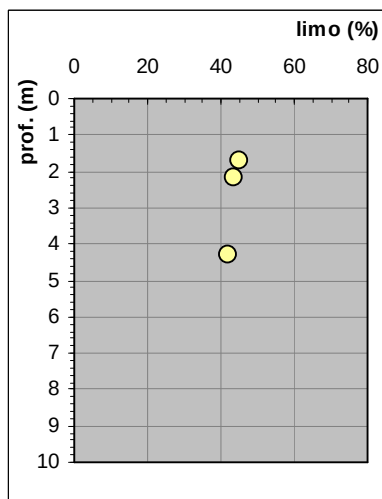
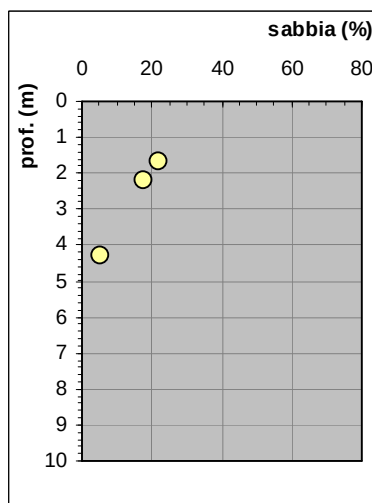
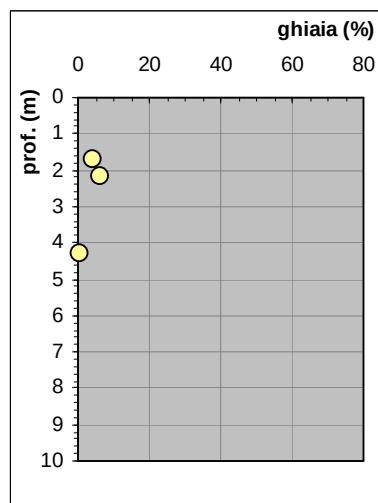
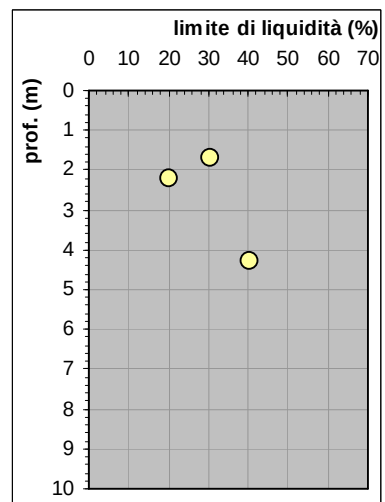
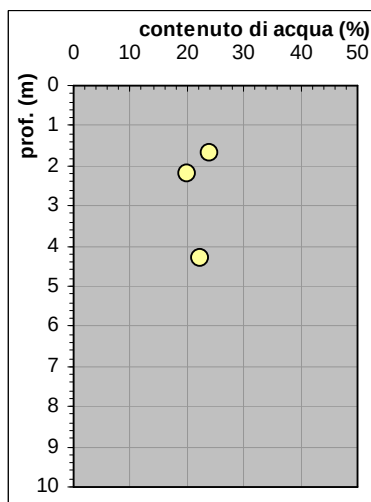
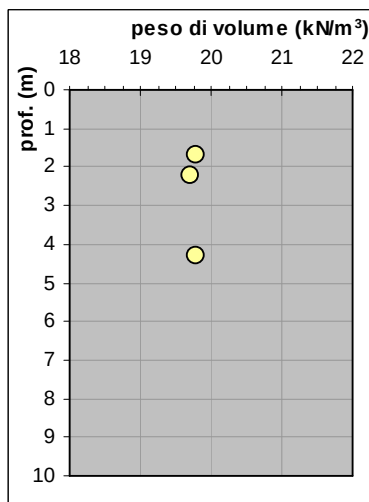
Prove di laboratorio

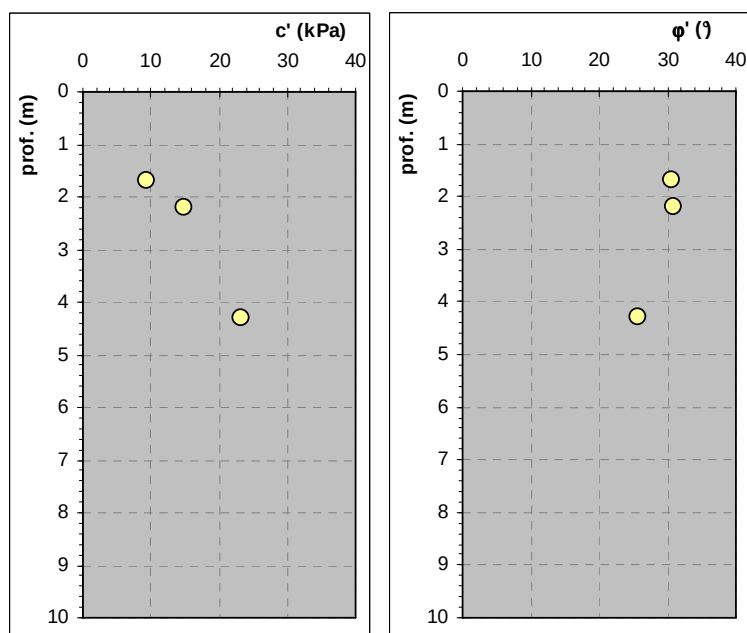
I risultati delle prove di laboratorio eseguite sui terreni sabbiosi sono riassunti nella tabella e nei grafici seguenti.

Tabella.1 – Risultati delle prove di laboratorio

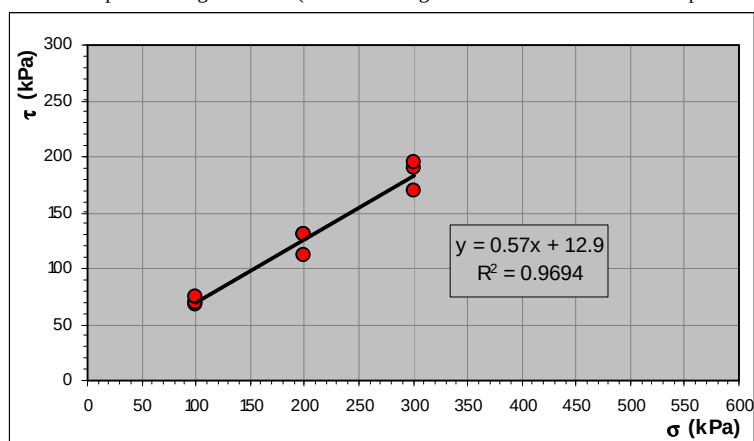
Parametro	U.M.	Sond. PF3	Sond. PF3	Sond. PF4
		Camp. 1	Camp. 2	Camp. 1
Profondità	Mm	1.5-1.9	4.1-4.5	2.0-2.4
Umidità naturale	%	24.0	22.5	20.1
Peso di volume	kN/m ³	19.8	19.8	19.7
Peso di volume secco	kN/m ³	16.0	16.2	16.4
Peso di volume saturo	kN/m ³	19.8	19.9	20.1
Peso specifico dei grani	-	2.69	2.67	2.69
Indice dei vuoti	-	0.653	0.618	0.605
Porosità	%	39.5	38.2	37.7
Grado di saturazione	%	99.0	97.1	89.4
Limite di Liquidità	%	30.6	40.5	20.0
Ghiaia	%	4.0	0.5	6.5
Sabbia	%	22.1	5.5	17.5
Limo	%	45.3	42.0	43.7
Argilla	%	28.6	52.0	32.3
Coesione eff. (*)	kN/m ²	9.4	23.2	14.9
Angolo di attrito (*)	(°)	30.6	25.6	30.8

(*) Da prova di taglio diretto (consolidata lenta)





Risultati delle prove di taglio diretto (coesione e angolo di attrito in funzione della profondità)



Insieme delle prove di taglio diretto elaborate ai minimi quadrati

Fig. 3 Risultati delle prove di laboratorio

Dalla tabella e dai grafici precedenti si evince che il peso di volume varia tra 19.7 e 19.8 kN/m³; il contenuto d'acqua nei 3 campioni analizzati risulta essere piuttosto costante e compreso nell'intervallo 20-24%.

Per quanto riguarda l'analisi granulometrica la frazione fine (limo+argilla) risulta essere sempre quella prevalente, mentre la frazione sabbiosa è risultata sempre inferiore al 22%.

Sulla base delle caratteristiche granulometriche e di plasticità e facendo riferimento alla classifica AASHTO i terreni possono essere classificati come A4 o A6 non essendo disponibile alcun dato relativo all'Indice di plasticità.

Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche si hanno a disposizione i risultati di 3 prove di taglio diretto CD. Nella maggioranza dei casi il valore della coesione è risultato uguale o superiore a circa 10 kPa con valori di angolo di attrito variabili tra 26° e 30° circa.

Elaborando l'insieme dei dati nel piano di Mohr-Coulomb con interpolazione ai minimi quadrati si ottiene una retta $\tau = c + \sigma \tan \varphi$ con i valori di $c = 12.9 \text{ kPa}$ e $\tan \varphi = 0.57$ (al quale corrisponde $\varphi \approx 30^\circ$), alla quale corrisponde un coefficiente di correlazione molto alto ($R^2 = 0.97$).

Dall'insieme dei dati discussi si può ricavare la seguente caratterizzazione della formazione:

peso di volume $\gamma = 19.5\text{-}20 \text{ kN/m}^3$;
 coesione $c' = 10\div 25 \text{ kPa}$;
 angolo di attrito $\varphi' = 26\div 30^\circ$;
 modulo di deformabilità $E' = 10\div 15 \text{ MPa}$

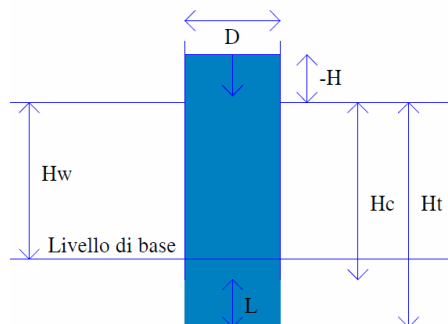
Si precisa che nelle analisi di stabilità, riportate nei capitoli seguenti, sono stati utilizzati i valori di coesione efficace e di angolo d'attrito dedotti dall'elaborazione ai minimi quadrati dei risultati delle prove di taglio diretto ($c' = 13 \text{ kPa}$ e $\varphi' = 30^\circ$); il peso di volume adottato è pari al massimo ottenuto dalle prove di laboratorio (19.8 kN/m^3).

○○○○○

Per quanto riguarda le prove di permeabilità tipo "Lefranc", nella tabella che segue si mostrano i valori di permeabilità ottenuti e la relativa profondità.

Tabella2 – Risultati delle prove di permeabilità "Lefranc" in abbassamento nel corpo diga

Prova "Lefranc" in abbassamento	U.M.	Sond. PF3	Sond. PF3	Sond. PF4
		Prova 1	Prova 2	Prova 1
Profondità del rivestimento (H_c)	m	1.10	9.20	4.20
Profondità del foro (H_t)	m	7.00	15.50	9.00
Spessore del tratto di prova (L)	m	5.90	6.30	4.80
Coeff. di permeabilità orizz. (k_h)	cm/sec	9.11×10^{-5}	8.85×10^{-5}	1.25×10^{-5}



I risultati ottenuti dalle prove di permeabilità mostrano coefficienti di permeabilità del corpo diga medio- bassi e compresi tra 9.11×10^{-5} e $1.25 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$.

Nelle analisi di filtrazione è stata considerata una permeabilità media pari a 6.4×10^{-5} cm/sec.

3.3.2 FORMAZIONE DEL SUBSTRATO ROCCIOSO

Nelle stratigrafie dei sondaggi sono classificati come Serpentiniti verdastre, con struttura scistosa laminata e con alterazioni giallo-marroni. La parte più superficiale del substrato (circa 1m) risulta molto alterata e trasformata in limo argilloso-sabbioso.

Durante i carotaggi non sono stati prelevati campioni indisturbati nella formazione in questione, per cui non sono disponibili dati diretti per la definizione dei parametri di resistenza e deformabilità.

Per tale motivo si è fatto riferimento a formazioni analoghe, utilizzando il criterio di Hoek e Brown e adottando parametri molto cautelativi per la determinazione dei corrispondenti valori di coesione e angolo d'attrito; si riporta di seguito la curva intrinseca ottenuta ed i parametri ottenuti.

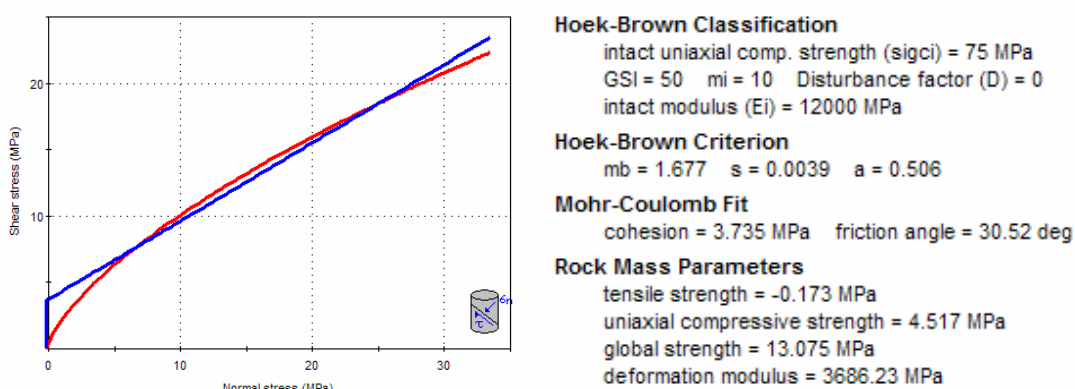


Fig. 4 Curva intrinseca deposito roccioso di base

Le uniche prove in sito eseguite nella formazione di base sono state quelle di permeabilità tipo “Lefranc” i cui risultati sono riportati nella tabella che segue.

Tabella 3 – Risultati delle prove di permeabilità “Lefranc” in abbassamento nel substrato roccioso di base

Prova “Lefranc” in abbassamento	U.M.	Sond. PF3	Sond. PF4
		Prova 3	Prova 2
Profondità del rivestimento (Hc)	m	19.20	10.30
Profondità del foro (Ht)	m	25.00	15.00
Spessore del tratto di prova (L)	m	5.80	4.70
Coeff. di permeabilità orizz. (k_h)	cm/sec	4.73×10^{-9}	2.25×10^{-9}

I valori di permeabilità ottenuti risultano dello stesso ordine di grandezza di quelle del corpo diga e comprese tra 4.73×10^{-5} e 2.25×10^{-5} cm/sec; ciò conferma quindi un grado di compattezza della roccia piuttosto elevato, e conseguentemente uno stato di fratturazione basso.

3.4 VERIFICHE DI FILTRAZIONE DELLO SBARRAMENTO

3.4.1 GENERALITA' SUL MODELLO DI CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI

Per la realizzazione del modello si è utilizzato Il programma SEEP/W della GEO-SLOPE International Ltd; il software in questione utilizza la teoria degli elementi finiti per la modellazione dei fenomeni di filtrazione nei terreni in due dimensioni.

Nella sezione DEFINE si svolge tutta la preparazione allo studio e si definisce la geometria del problema. In questa fase si definiscono anche la stratigrafia dei terreni, i valori dei parametri caratteristici dei vari tipi di terreno, le condizioni al contorno, eventuali sezioni di verifica della portata transitante ecc.

L'area d'interesse viene rappresentata nel modello scomponendola in un numero finito di elementi di geometria regolare cui si assegnano i valori dei parametri che intervengono nel calcolo quali: permeabilità, grado di anisotropia della permeabilità, coefficiente di ritenzione idrica, ecc.

Le grandezze definibili come condizioni al contorno sono:

- ✓ il flusso superficiale (ovvero la portata per unità di superficie); tale grandezza schematizza, ad esempio, fenomeni di infiltrazione diffusa come quelli dovuti agli eventi meteorici;
- ✓ la portata, ad esempio quella estratta da un pozzo;
- ✓ il carico idraulico espresso in metri, associabile per esempio alla presenza di un battente idrico;
- ✓ la pressione interstiziale (questo parametro viene assegnato, di norma, quando il problema è condizionato da azioni esterne tali da condizionare la pressione interstiziale);
- ✓ una funzione (questo parametro serve a definire la presenza di una variazione al contorno del modello, un esempio è il passaggio di una piena o la variabilità dei livelli idraulici dovuti a qualsivoglia ragione).

Sui “bordi” del modello, dove non si hanno informazioni sui valori delle grandezze elencate, è possibile definire dei punti (definiti “review nodes”) in cui il programma calcola il carico idraulico per iterazioni successive fino a trovare valori compatibili con quelli assunti dalle funzioni di campo.

Il programma offre la possibilità di analizzare i fenomeni di filtrazione in terreni sia saturi che non saturi. Nei primi il flusso è calcolato con la usuale relazione di Darcy

$$v = ki$$

nella quale:

- ✓ v esprime la velocità apparente (non quella effettiva del fluido negli interstizi ma il rapporto tra portata fluente e area filtrante);
- ✓ i è il gradiente idraulico, ovvero la pendenza piezometrica;
- ✓ il coefficiente k è la permeabilità o conducibilità idraulica del mezzo.

Per i terreni non saturi la relazione di Darcy continua a valere con la differenza che la permeabilità k è funzione della pressione interstiziale, il cui andamento generico è rappresentato nel grafico riportato in figura seguente.

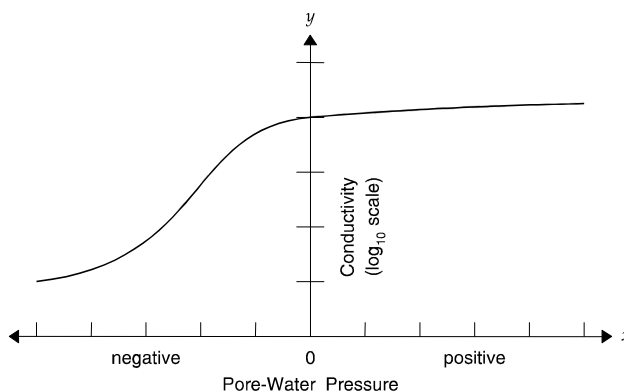


Fig. 5 Andamento indicativo della permeabilità in relazione alla pressione neutra nel mezzo

La variabilità della permeabilità rende non lineari le equazioni degli elementi finiti che necessitano così di un processo iterativo per essere risolte. Tale procedura parte dal valore del carico idraulico, quindi ricava quello della pressione neutra e da questo giunge a definire la permeabilità, attraverso la funzione $k = f(p)$ caratteristica del terreno in esame. Laddove il carico idraulico non è noto a priori, sarà calcolato iterativamente dal programma con il metodo dei “review nodes”.

Le curve che rappresentano la variazione della permeabilità o del coefficiente di ritenzione in funzione della pressione interstiziale possono essere costruite per punti, se sono state svolte indagini specifiche, oppure seguire degli andamenti tipici ricavati dalla bibliografia a seconda della granulometria dei terreni, opportunamente scalate in relazione ai dati noti caratteristici.

Una volta costruito il modello, si avvia il solutore ed i relativi risultati possono essere rappresentati in forma grafica. È possibile mettere in evidenza sia l’andamento della linea freatica che delle altre linee di flusso, nonché le equipotenziali, l’andamento dei gradienti verticali e

orizzontali, l'andamento delle velocità e del carico totale. Si può inoltre effettuare il calcolo del flusso che attraversa una o più sezioni definite dall'utente.

Il programma di calcolo può effettuare analisi sia relative allo stato stazionario (ovvero dopo un intervallo di tempo "infinito" allorché le grandezze in gioco non subiscono più variazioni temporali) che al transitorio, definendo per quest'ultimo gli istanti di tempo per i quali si desidera ottenere i valori delle grandezze ricercati.

3.4.2 MODELLO F.E.M.

Per le analisi di filtrazioni effettuate è stato utilizzato un unico modello agli elementi finiti, attraverso il quale è stata ricostruita la geometria dello sbarramento e l'assetto stratigrafico del sottosuolo.

Sono state condotte due analisi differenti:

- ✓ Condizioni stazionarie: questo tipo di analisi di filtrazione è stata utilizzata per la verifica dello sbarramento in condizioni di massimo invaso in cui il livello dell'acqua è posta ad una quota di +565.80 m s.l.m. ($H=16.8\text{m}$ dal piede del corpo diga) per la fase statica e la fase sismica;
- ✓ Condizioni transitorie: questo tipo di analisi è stata effettuata per la verifica di rapido svasso sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

Nella figura seguente si mostra lo schema di modello realizzato attraverso il programma di calcolo. Si fa presente che lo strato di ghiaia drenante segnalato nei disegni di consistenza all'unghia di valle dello sbarramento non è stato attraversato dal sondaggio realizzato sulla banca intermedia. Nelle verifiche è stato ipotizzato che tale strato inizi a valle della banca stessa.

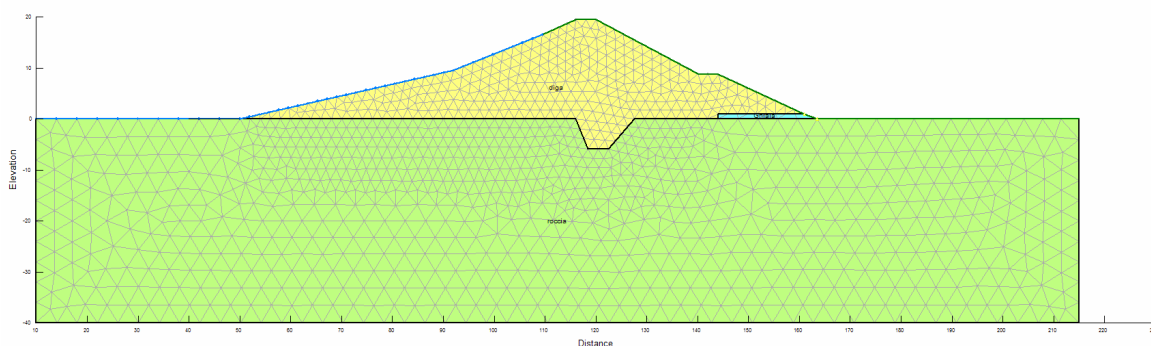


Fig. 6 Modello F.E.M. per il calcolo della filtrazione

I principali parametri di input sono rappresentati dalle caratteristiche di permeabilità dei materiali; si è fatto riferimento a curve di letteratura per quanto attiene alle funzioni di ritenzione e

di permeabilità relative ai diversi materiali opportunamente scalate per tenere in considerazione i reali valori dei parametri idraulici.

Come condizioni al contorno, nell'analisi condotta per la verifica in condizioni di massimo invaso è stato posto sul lato di monte un carico idraulico pari al livello massimo dell'acqua (+565.80 m .s.l.m.) e sul lato di valle si sono utilizzati nodi di tipo "review nodes"; nell'analisi di tipo transitorio, effettuata per la verifica del rapido svaso, è stata impostata una condizione al contorno lungo il lato di monte caratterizzata dalla funzione Altezza invaso-tempo, in cui si ipotizza l'abbassamento del livello dell'acqua nell'intervallo temporale necessario al completo svuotamento dell'invaso (circa 4 giorni).

Nella tabella che segue si riassumono i valori di permeabilità assegnati ai vari materiali, ottenuti dalla media delle permeabilità desunte dalle prove "Lefranc" (vedi paragrafo 3.3.1 e 3.3.2).

Tabella 4 – Valori di permeabilità utilizzati

Formazione	Permeabilità k (m/sec)
Corpo diga (depositi argillosi-limosi-sabbiosi)	6.4×10^{-7}
Formazione del substrato	3.5×10^{-7}
Unghia di valle (ghiaia)	1×10^{-4}

Si riportano nel seguito i risultati, in termini di carico idraulico, ottenuti dal modello.

3.4.3 *RISULTATI ANALISI DI FILTRAZIONE: MASSIMO INVASO*

Nelle figure che seguono sono mostrati in forma grafica i risultati ottenuti nell'analisi. Come è evidente, l'andamento della piezometrica all'interno dello sbarramento non crea situazioni di criticità in quanto l'acqua tende a fuoriuscire solo al livello del piano campagna a valle del corpo diga.

L'andamento di questa superficie può ritenersi attendibile in relazione alla tipologia dei terreni costituenti il corpo diga. Non è possibile effettuare un confronto con i livelli piezometrici misurati perché è stato verificato un cattivo funzionamento dei piezometri esistenti. I livelli piezometrici riportati nella stratigrafia dei sondaggi non è da considerare affidabile perché si riferisce ad una misura immediatamente successiva alla perforazione. Dopo lo svuotamento dei piezometri effettuato c'è da attendersi una risalita graduale dei livelli fino a stabilizzazione.

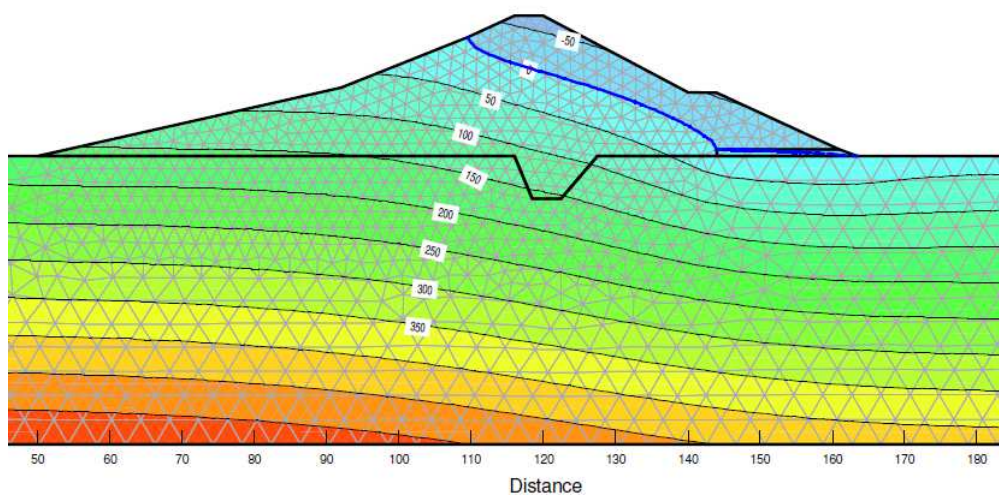


Fig. 7 Massimo invaso: *Pore Water Pressure*

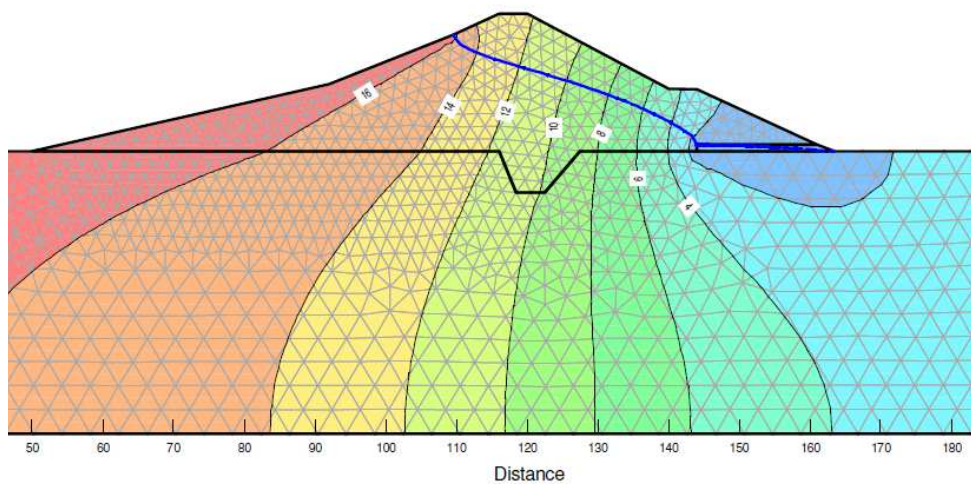


Fig. 8 Massimo invaso: *Total Head*

3.4.4 *RISULTATI ANALISI DI FILTRAZIONE: RAPIDO SVASO*

Nelle figure che seguono sono mostrati in forma grafica i risultati ottenuti nell'analisi transitoria che ricostruisce in funzione del tempo l'abbassamento del livello dell'acqua in condizioni di svaso rapido. Sono stati imposti nel calcolo 10 diversi step, in corrispondenza dei quali è stata effettuata l'analisi di filtrazione. Anche in questi casi, non si evidenziano condizioni di criticità per l'opera.

STEP 2: 19.2 ore dall'inizio dello svaso

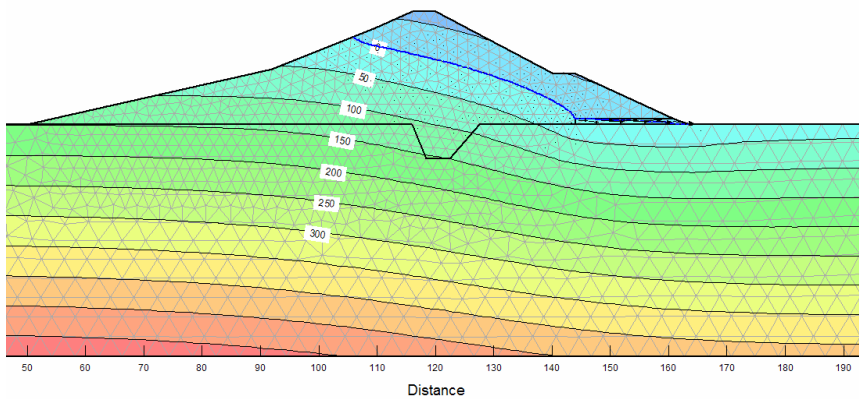


Fig. 9 Svaso rapido - STEP 2: *Pore Water Pressure*

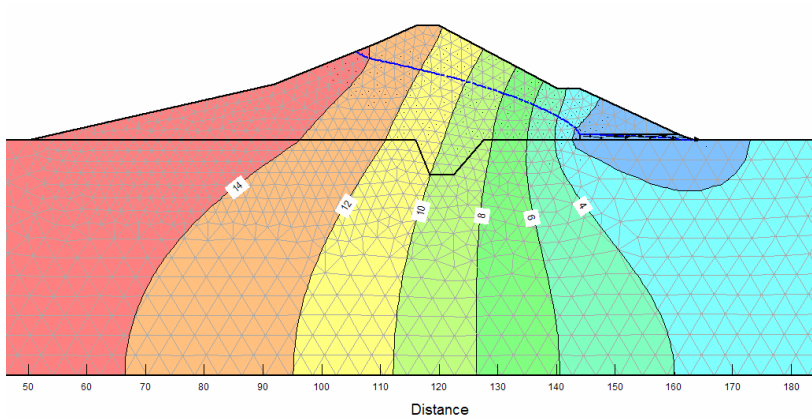


Fig. 10 Svaso rapido - STEP 2: *Total Head*

STEP 4: 38.4 ore dall'inizio dello svaso

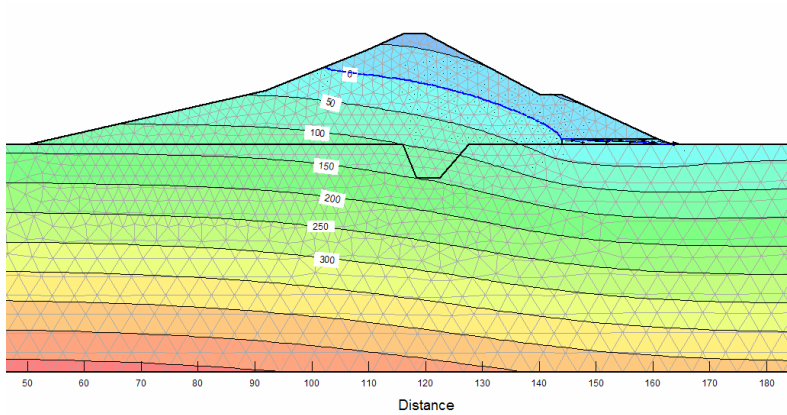


Fig. 11 Svaso rapido - STEP 4: *Pore Water Pressure*

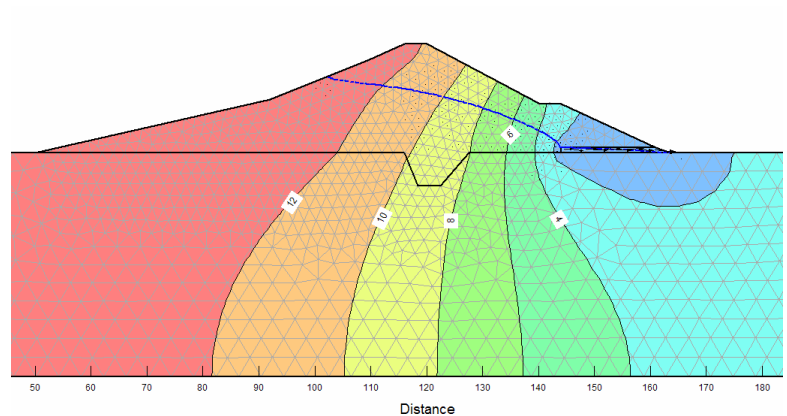


Fig. 12 Svaso rapido - STEP 4: *Total Head*

STEP 6: 57.6 ore dall'inizio dello svaso

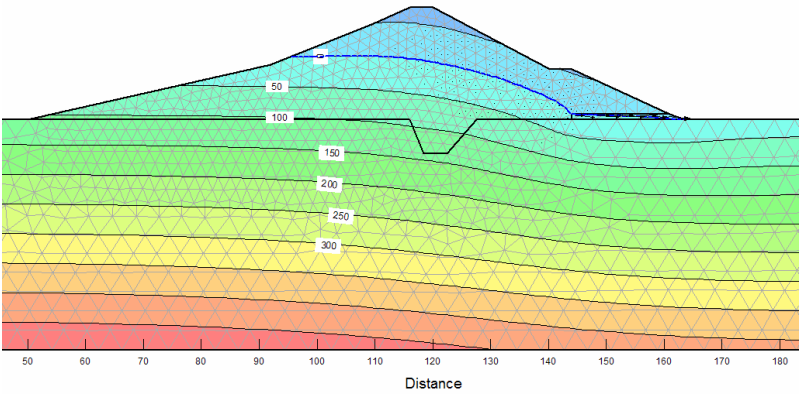


Fig. 13 Svaso rapido - STEP 6: *Pore Water Pressure*

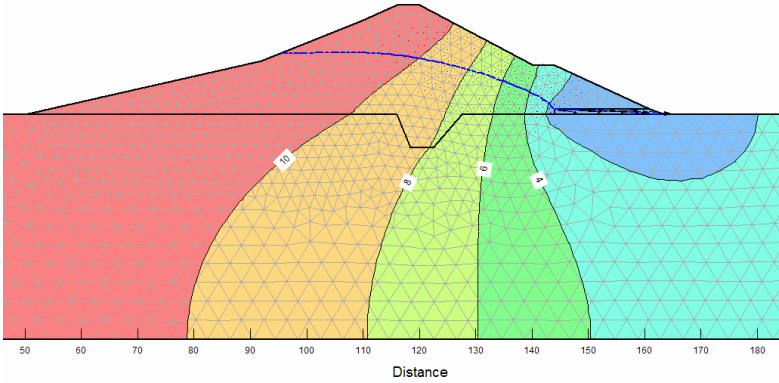


Fig. 14 Svaso rapido - STEP 6: *Total Head*

STEP 8: 76.8 ore dall'inizio dello svaso

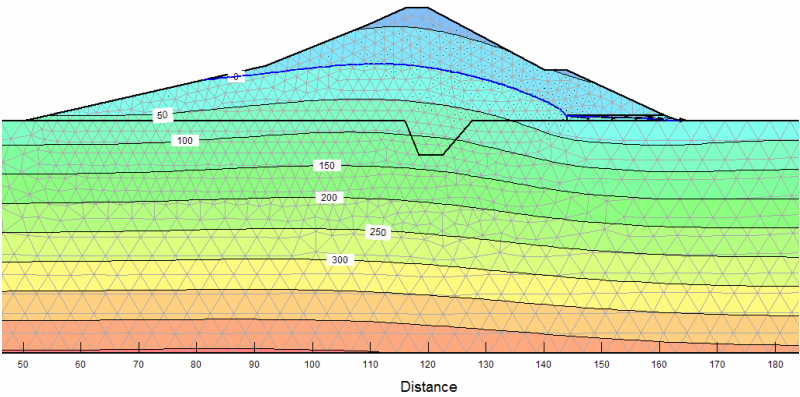


Fig. 15 Svaso rapido - STEP 8: *Pore Water Pressure*

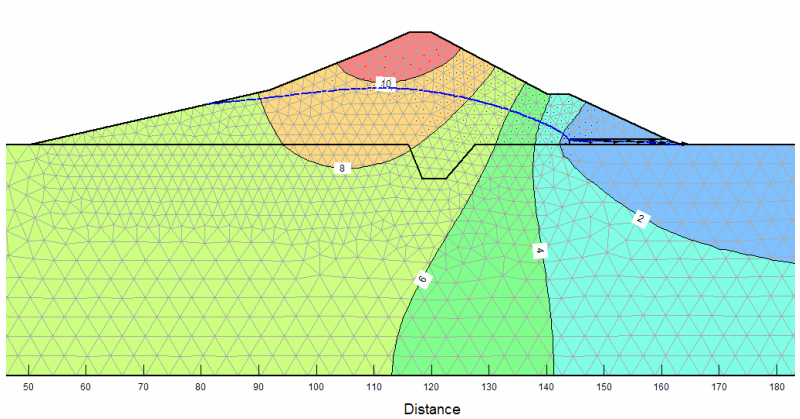


Fig. 16 Svaso rapido - STEP 8: *Total Head*

STEP 10: 96 ore dall'inizio dello svaso (fine svaso)

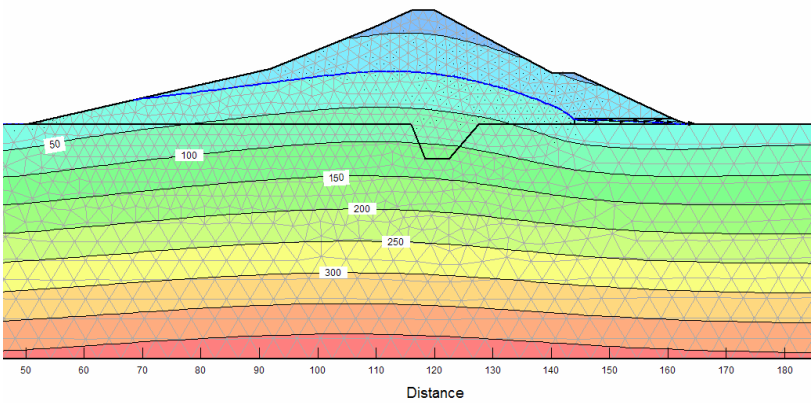


Fig. 17 Svaso rapido - STEP 10 (fine svaso): *Pore Water Pressure*

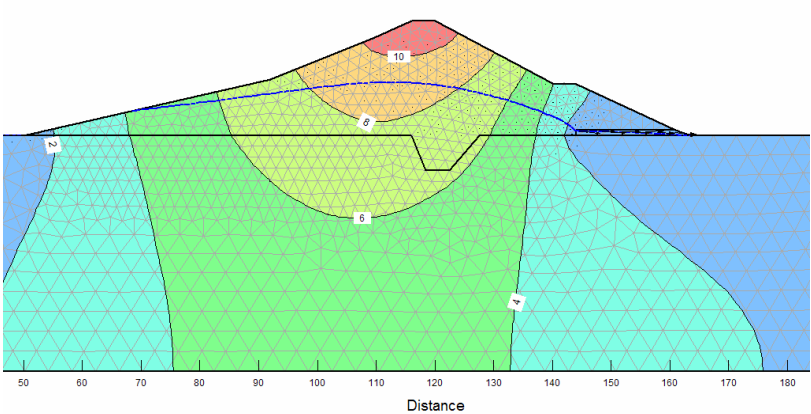


Fig. 18 Svaso rapido - STEP 10 (fine svaso): *Total Head*

3.5 VERIFICHE DI STABILITA' DELLO SBARRAMENTO

Come già anticipato nei paragrafi precedenti, sono state effettuate le verifiche di stabilità della diga analizzando le seguenti condizioni:

- ✓ verifica statica e sismica del paramento di valle in condizioni di massimo invaso;
- ✓ verifica statica e sismica del paramento di monte in condizioni di rapido svaso;

Le analisi sono state condotte secondo quanto previsto nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) sia per la fase statica che per la fase sismica facendo riferimento alle indicazioni della “Proposta di Aggiornamento delle Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)”. Per la fase statica è stata condotta, per confronto, anche una verifica ai sensi della vigente normativa sulle dighe (D.M. 1982).

3.5.1 *METODOLOGIA DI CALCOLO*

Il metodo di calcolo implementato nel programma di calcolo SLOPE/W che è stato utilizzato è quello di Bishop (1955). L'analisi di stabilità che adotta tale metodo è quello dell'equilibrio limite globale. La verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura, la si suddivide in conci la parte instabile, studiando dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi la stabilità globale.

Le ipotesi del metodo in questione sono:

- Il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un'ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;
- La rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- Il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento.

La resistenza al taglio è espressa dal criterio di Coulomb.

Nell'utilizzare tale metodo di calcolo si fa sempre riferimento ad un problema piano nel quale, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva, trascurando ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali schematizzazioni sono giustificabili se le proprietà meccaniche dei

terreni sono omogenee in direzione trasversale e quando l'estensione del pendio è predominante sulla dimensione trasversale.

In generale la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo viene suddivisa in conci e le forze che agiscono su ciascuna striscia possono essere calcolate imponendo le condizioni di equilibrio. L'equilibrio dell'intera massa è dato poi dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia ("Metodo delle strisce").

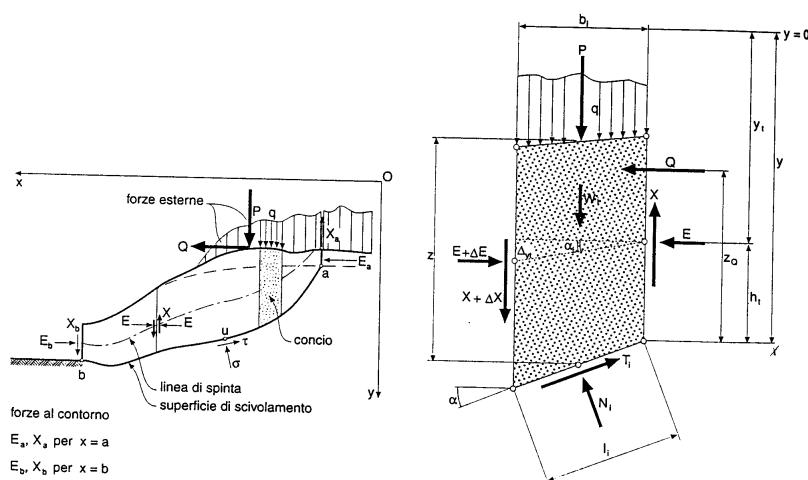


Fig. 19 Schematizzazione di calcolo del Metodo delle strisce

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso W , l'azione tangenziale alla base T , l'azione normale efficace alla base N , la spinta dell'acqua sulla base U , gli sforzi tangenziali X e quelli normali E sulle superfici laterali (forze d'interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in n conci, si hanno a disposizione $3n$ equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere $(5n-2)$ così composte:

- n valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base.
- $n-1$ valori per ciascuna delle forze d'interfaccia (X ed E)
- $n-1$ valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale.
- n valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.
- 1 valore del coefficiente di sicurezza.

Come già accennato, dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si hanno $(2n-2)$ incognite sovrabbondanti e quindi il problema risulta staticamente indeterminato; per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La

prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i conci siano di larghezza limitata. Le altre ipotesi necessarie per risolvere il sistema di equazioni sono diverse a secondo del metodo che si considera; nel presente caso sono state adottate quelle proposte da Bishop.

3.5.2 CRITERI DI VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Come è noto la recente Ordinanza n. 3274 del 08/05/2003 e le successive Norme Tecniche per le costruzioni del 14/01/2008 hanno introdotto un nuovo criterio di verifica, basato sugli stati limite, in analogia con quanto già previsto dagli Eurocodice (7 per la Geotecnica e 8 per le condizioni sismiche).

Le verifiche a rottura vengono effettuate allo Stato Limite Ultimo (SLU) sia in fase statica che in fase sismica, rispettando la condizione $E_d \leq R_d$, dove:

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni agenti;

R_d è la corrispondente resistenza di progetto, che associa tutte le proprietà strutturali con i rispettivi valori di progetto.

Le verifiche sono eseguite con il “metodo dei coefficienti parziali” da applicare alle azioni esterne che agiscono nel modello e alle proprietà dei terreni interessati. Le caratteristiche geotecniche dei terreni, valutate attraverso opportune indagini geotecniche, sono definite “valori caratteristici”.

Coefficienti sulle Azioni

γ_G sulle azioni permanenti (sfavorevoli o favorevoli): $G_d = \gamma_G \cdot G$

γ_Q sulle azioni variabili (sfavorevoli o favorevoli): $Q_d = \gamma_Q \cdot Q$

Coefficienti parziali sui Parametri dei Terreni

- γ_γ sul peso di volume: $\gamma_d = \frac{\gamma}{\gamma_\gamma}$
- γ_ϕ sull'angolo d'attrito (sulla tangente dell'angolo di attrito): $\tan \phi_d = \frac{\tan \phi}{\gamma_\phi}$
- γ_c sulla coesione efficace: $c'_d = \frac{c'}{\gamma_{c'}}$
- γ_{cu} sulla coesione non drenata: $\gamma_{cu} = \frac{c_u}{\gamma_{cu}}$

Coefficienti parziali per le Resistenze

$$- R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad \text{variabili a seconda del tipo di fondazione}$$

Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (14/01/2008) vengono indicati i seguenti coefficienti:

Tabella 5 - Norme Tecniche per le Costruzioni (2008)-Coeff. parziali per i parametri dei terreni (M)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6 - Norme Tecniche per le Costruzioni (2008)-Coeff. parziali per le azioni agenti (A)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Verifica di stabilità dei pendii e manufatti in materiali sciolti

Con riferimento alle condizioni statiche e sismiche, le verifiche devono essere condotte secondo l'approccio:

Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.1, 6.2 e 6.3.

Tabella 7 - Norme Tecniche per le Costruzioni (2008)-Coeff. parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Pertanto la verifica di stabilità sarà superata se il rapporto tra le forze resistenti e le forze agenti (γ_R) risulterà superiore a 1.1.

Tuttavia, facendo riferimento alla “Proposta di aggiornamento delle Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (Dighe e traverse)” con riferimento al capitolo E “Dighe di materiali sciolti” ed in particolare alle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (paragrafo E.5.1), si afferma che:

“L’analisi deve proporsi di individuare le superfici di potenziale scorrimento più prossime all’instabilità, sia all’interno del rilevato, sia nell’insieme costituito dal rilevato e dai terreni di fondazione. Le relative verifiche possono essere svolte con il solo Approccio 1, con riferimento alla combinazione 2 dei coefficienti di sicurezza parziali previsti dalle NTC; nelle verifiche si deve porre $\gamma_R=1.1$ nelle fasi costruttive e nelle condizioni di svaso rapido e $\gamma_R=1.2$ nelle condizioni di serbatoio pieno”.

Di conseguenza, in questa sede, saranno ritenuti accettabili valori del rapporto tra le forze resistenti e le forze agenti (che si legge nel modello di calcolo come FS) superiori a:

- ✓ 1.2 → verifica statica e sismica del paramento di valle in condizioni di massimo invaso;
- ✓ 1.1 → verifica statica e sismica del paramento di monte in condizioni di rapido svaso;

Determinazione dell’azione sismica

Le verifiche in condizioni sismiche condotte secondo i metodi dell’equilibrio limite possono essere condotte mediante metodi pseudostatici. Attraverso questi ultimi la forza sismica di progetto può essere introdotta nell’analisi come azione esterna equivalente, calcolabile attraverso le seguenti relazioni:

$$F_H = k_h \cdot W \quad F_V = k_v \cdot W$$

dove:

- F_H risultante orizzontale della forza d’inerzia applicata al baricentro della massa potenzialmente instabile;
- F_V risultante verticale della forza d’inerzia applicata al baricentro della massa potenzialmente instabile;
- W peso della massa potenzialmente instabile;
- k_h coefficiente sismico orizzontale;
- k_v coefficiente sismico verticale;

La determinazione del coefficiente sismico orizzontale e verticale è indicata nelle Norme Tecniche (DM 2008) attraverso la relazione:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max} / g \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

in cui:

$a_{\max}$ valore dell'accelerazione orizzontale massima attesa nel sito specifico per un evento sismico associabile ad un determinato tempo di ritorno;

g accelerazione di gravità;

β_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

In assenza di studi specifici l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la seguente relazione:

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

S : coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);

a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento.

I valori di β_s sono riportati nella tabella seguente:

Tabella 7 - Norme Tecniche per le Costruzioni (2008)-Valori del fattore β_s

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, prevedono, per la valutazione delle azioni sismiche, di fare riferimento alla zonazione di dettaglio del territorio nazionale redatta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. Secondo tale modello, su tutto il territorio nazionale si è disposta una maglia di punti per ognuno dei quali è assegnato un valore di accelerazione massima su substrato rigido a_g , un fattore di amplificazione spettrale F_0 ed un periodo caratteristico T_c^* relativi all'evento sismico atteso in un dato tempo di ritorno, che a sua volta è funzione della vita attesa dell'opera e della classe di utilizzo.

Note le coordinate geografiche del punto di interesse, è possibile trovare i quattro punti della maglia che lo circoscrivono e ricavare le tre grandezze citate per il punto specifico interpolando tra i valori dei punti forniti dall'INGV.

Nel caso specifico le coordinate di riferimento del sito sono le seguenti (esprese in gradi decimali):

Latitudine	Longitudine
44.34754	7.70903

ed i relativi identificati dei punti più vicini del reticolo sono 16678, 16679, 16900, 16901.

Le verifiche di stabilità, secondo la già citata normativa, vanno condotte secondo l'approccio allo stato limite ultimo; in questa sede è stato considerato lo Stato Limite Ultimo di Collasso, a cui corrisponde la minore probabilità di superamento nel periodo di riferimento (pari al 5%).

Il periodo di riferimento viene calcolato considerando la vita nominale dell'opera e la sua classe d'uso; nel caso presente, facendo riferimento a quanto citato "Proposta di aggiornamento delle Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (Dighe e traverse)" per dighe esistenti, è previsto:

- Vita nominale dell'opera: $V_N = 50$ anni
- Classe d'uso: II $\rightarrow C_u = 1$
- $V_R = V_N * C_u = 50$ anni

E' possibile calcolare, con i dati suddetti, il tempo di ritorno dell'evento sismico per ogni stato limite considerato attraverso la formula seguente:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{V_R})}$$

dalla quale si ottiene un valore di T_R per lo stato limite di collasso di 975 anni.

Il valore della a_g associato dalla zonazione al sito in esame per tale tempo di ritorno e per un periodo di vibrazione pari a 0 secondi, è pari a 0.119 g; il fattore spettrale $F_0=2.599$ ed il periodo caratteristico $T_c^*=0.310$ sec. Tale accelerazione è riferita a suolo rigido roccia, che costituisce il substrato sul quale appoggia la diga (serpentiniti).

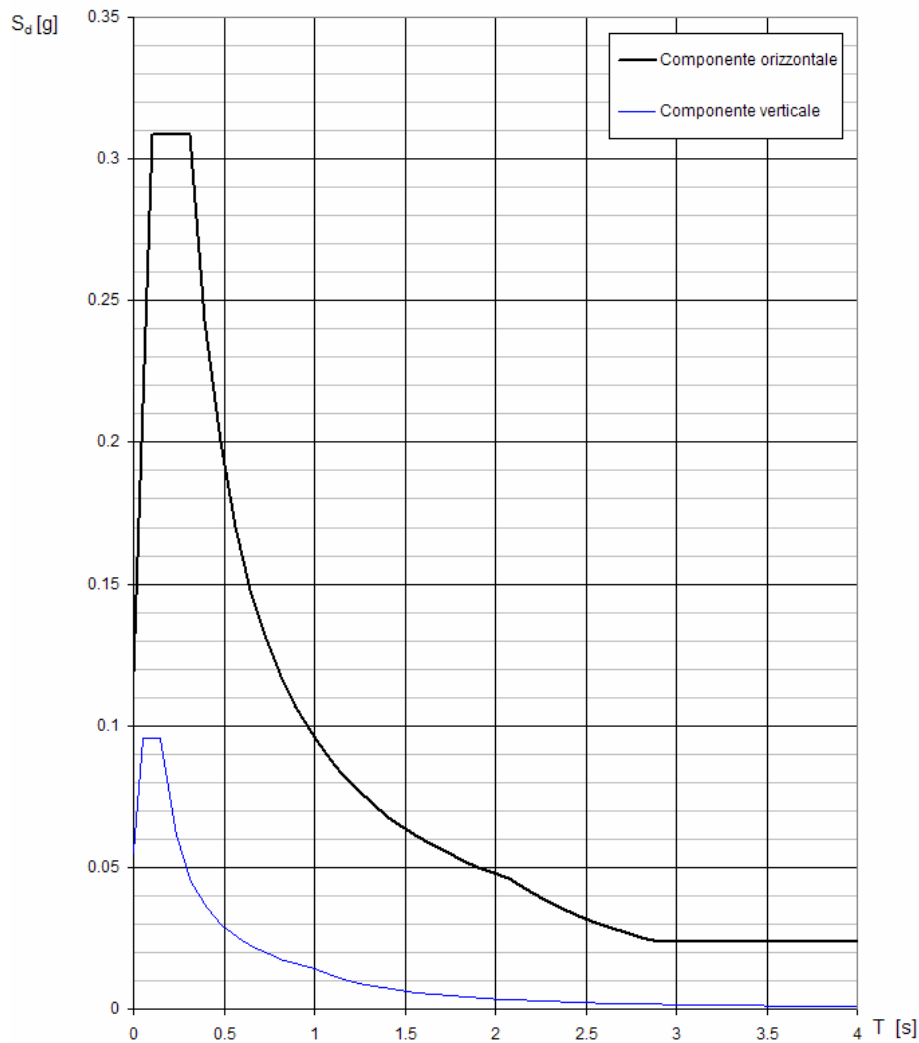


Fig. 20 Spettro di risposta per lo Stato Limite di Collasso

Facendo riferimento alle formulazioni previste dal “Shear Beam Method” (SBM) introdotto da Mononobe (1936), è possibile valutare il periodo di vibrazione dell’opera attraverso le relazioni seguenti:

$$T = 2.57 \cdot H / V_a$$

$$V_a = (6/7) \cdot V_b$$

$$V_b = (G_b / \mu)^{0.5}$$

in cui:

$H = 19\text{m}$ è l’altezza dalla cresta dello sbarramento fino al substrato rigido (coincidente in questo caso con la base del corpo diga);

$V_a = 685.7 \text{ m/s}$ media della velocità delle onde di taglio;

$V_b = 800 \text{ m/s}$ è la velocità delle onde di taglio alla base della diga.

Dalla relazioni precedenti si ricava un valore del periodo di vibrazione dell'opera pari a $T=0.071$ secondi.

Il valore dell'accelerazione spettrale orizzontale S_e , dedotta dallo spettro di risposta elastico, risulta essere pari a $S_e=0.2506g$.

Per la definizione della categoria di sottosuolo non si hanno misure dirette della velocità delle onde di taglio nel terreno di fondazione. Tuttavia, in relazione a quanto emerso dai carotaggi, si può comunque affermare con sufficiente certezza che il sottosuolo di fondazione può essere collocato in una categoria di tipo A, essendo a consistenza litoide. Di conseguenza si assume un valore pari ad 1 per il coefficiente di amplificazione del suolo S_s .

Per ciò che riguarda il fattore di amplificazione topografica S_T , essendo il pendio di altezza totale inferiore a 30m, si può assumere un valore unitario.

Per il fattore β_s , definito nella tabella 6.4, si può assumere pari a 0.27, in relazione ad una categoria di sottosuolo di tipo A e un dell'accelerazione massima attesa al sito $a_g=0.119g$.

In definitiva i coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v , da introdurre nelle verifiche di stabilità, risultano essere pari a:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max}/g = 0.27 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.2506 = 0.0676$$

$$k_v = \pm 0.0338$$

3.5.3 *RISULTATI DELLE VERIFICHE DI STABILITA'*

Verifica in condizione di massimo invaso

Si riportano i risultati dell'analisi di stabilità del paramento di valle dello sbarramento in condizioni statiche e sismiche allo stato limite ultimo secondo i criteri descritti nei paragrafi precedenti.

Sul coronamento è presente una pista di servizio; per tale motivo in fase statica è stato considerato un sovraccarico variabile di tipo stradale pari a 5 kPa; tale sovraccarico è stato invece trascurato in fase sismica.

Nelle figure che seguono si mostrano le superfici di scorrimento in corrispondenza dei minimi rapporti tra forze resistenti e forze agenti (γ_R) ottenuti, che risultano superiori o uguali al valore minimo richiesto (1.2).

Condizioni di massimo invaso Paramento di valle	☐ _R
Fase statica (A2+M2+R2)	1.438
Fase sismica [+] (M2+R2)	1.211
Fase sismica [-] (M2+R2)	1.197

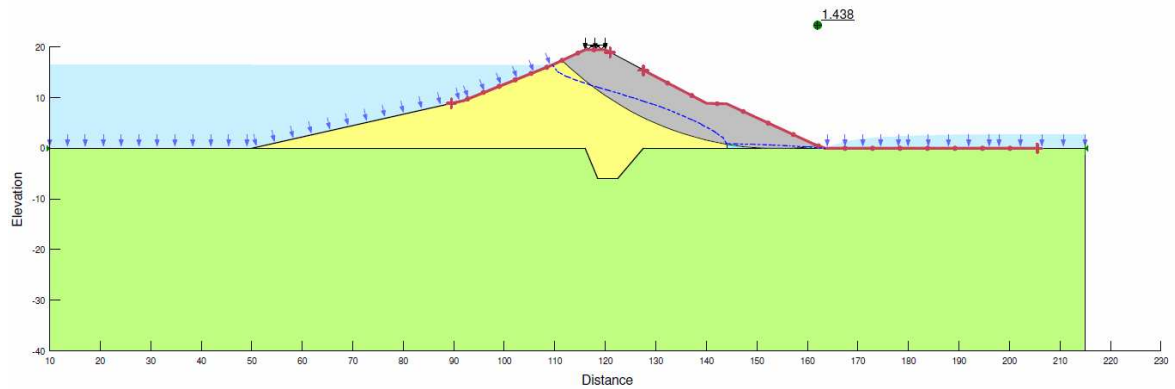


Fig. 21 Massimo invaso_Paramento di valle: Fase statica

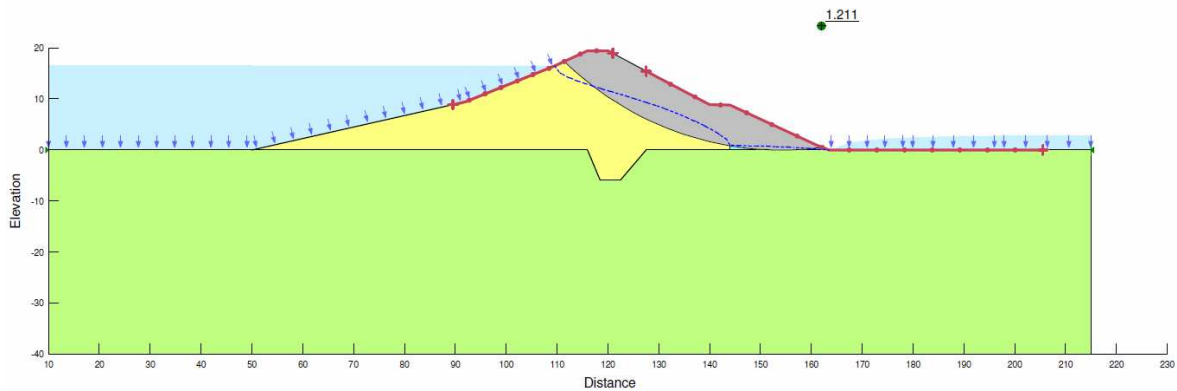


Fig. 22 Massimo invaso_Paramento di valle: Fase sismica [+]

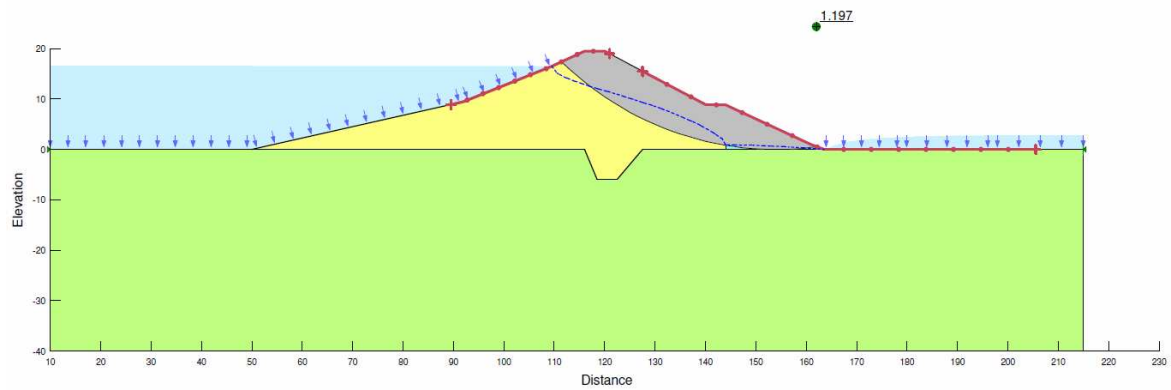


Fig. 23 Massimo invaso_Paramento di valle: Fase sismica [-]

Verifica in condizione di massimo invaso (D.M. 1982)

Per confronto con quanto ottenuto dall'analisi secondo la normativa vigente, è stato effettuato il calcolo anche secondo le prescrizioni della vecchia normativa sulle dighe (D.M. 1982).

In questo caso, i valori dei parametri di resistenza dei terreni non vengono ridotti ed il valore del coefficiente di sicurezza minimo richiesto è pari a 1.4 in fase statica.

L'analisi in fase sismica viene omessa perché sicuramente meno gravosa, in quanto i coefficienti sismici della normativa vigente (DM 2008) e l'intensità del sisma di progetto risultano decisamente molto più elevati.

Dal coefficiente di sicurezza ottenuto, la verifica risulta comunque soddisfatta con ampi margini.

Condizioni di massimo invaso Paramento di valle (DM 1982)	FS
Fase statica	1.675

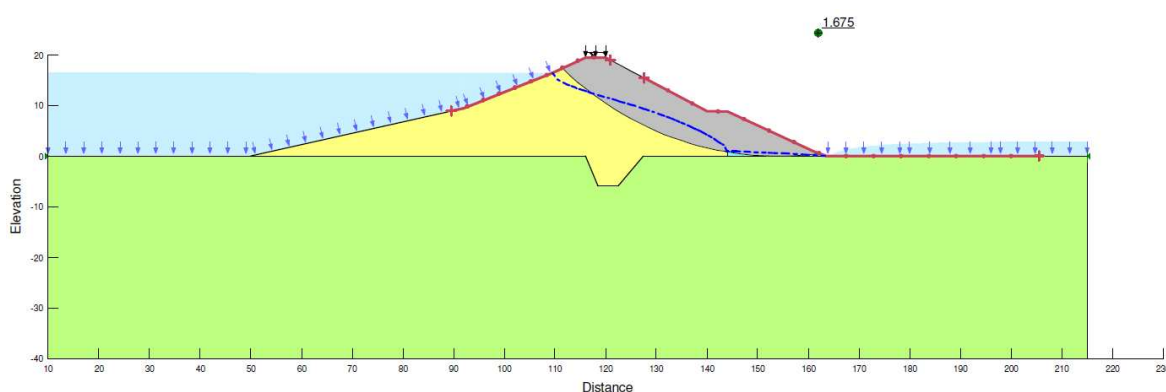


Fig. 24 Massimo invaso_Paramento di valle; Fase statica (DM 1982)

Verifica in condizione di rapido svaso

Nella tabella che segue si mostrano i coefficienti di sicurezza ottenuti dall'analisi di stabilità nella condizione di rapido svaso per la paramento di monte. Con riferimento all'analisi di filtrazione commentata al capitolo precedente, la verifica è stata effettuata in fase statica e sismica per ogni successivo step di calcolo che conduce al completo svuotamento dell'invaso (caratterizzato quindi da un diverso livello dell'acqua e da un diverso andamento della piezometrica all'interno dell'opera di ritenuta).

Anche in questo caso in fase statica è stato considerato un sovraccarico di origine stradale posto in testa al manufatto pari 5 kPa. Nelle figure che seguono si mostrano le superfici di

scorrimento in corrispondenza dei minimi valori del rapporto γ_R ottenuti, sempre superiori al minimo richiesto (1.1).

Condizioni di svaso rapido Paramento di monte		γ_R
Fase statica (A2+M2+R2)	Step 1	2.182
	Step 2	2.074
	Step 3	1.983
	Step 4	1.899
	Step 5	1.800
	Step 6	1.697
	Step 7	1.622
	Step 8	1.589
	Step 9	1.610
	Step 10	1.648

Condizioni di svaso rapido Paramento di monte		γ_R			γ_R
Fase sismica [+] (M2+R2)	Step 1	1.694	Fase sismica [-] (M2+R2)	Step 1	1.704
	Step 2	1.637		Step 2	1.643
	Step 3	1.586		Step 3	1.589
	Step 4	1.543		Step 4	1.542
	Step 5	1.486		Step 5	1.480
	Step 6	1.408		Step 6	1.396
	Step 7	1.334		Step 7	1.313
	Step 8	1.294		Step 8	1.268
	Step 9	1.318		Step 9	1.293
	Step 10	1.350		Step 10	1.328

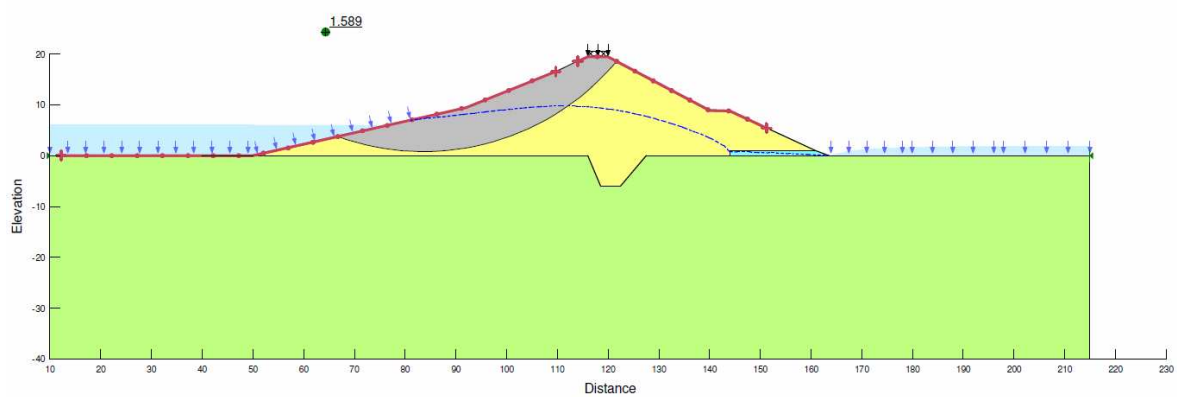


Fig. 25 Svaso rapido_Paramento di monte: Fase statica STEP 8

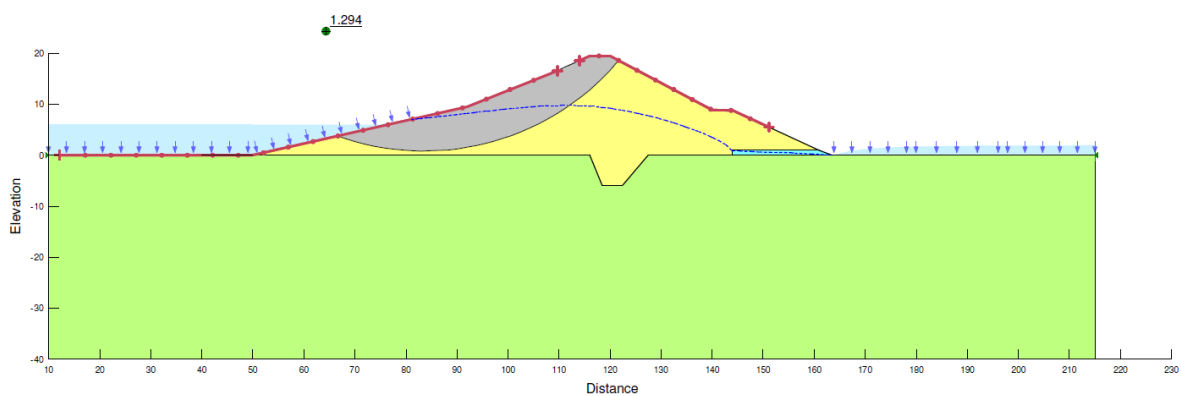


Fig. 26 Svaso rapido_Paramento di monte: Fase sismica [+] STEP 8

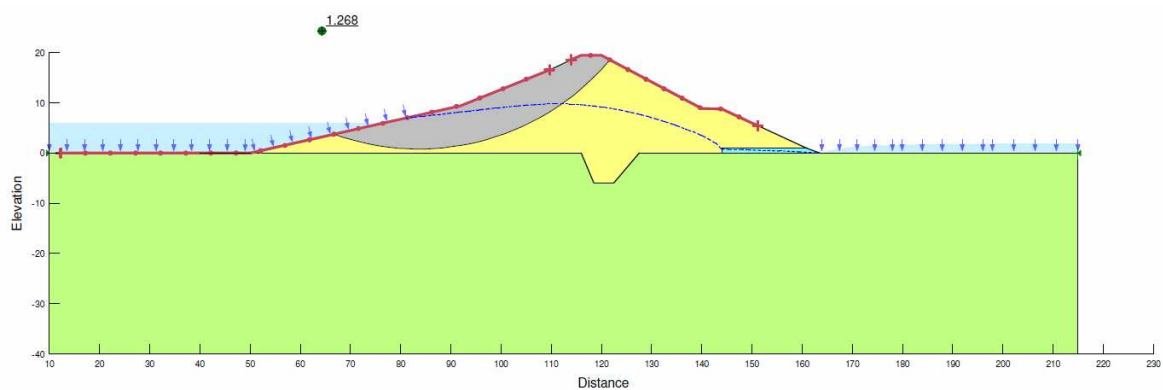


Fig. 27 Svaso rapido_Paramento di monte: Fase sismica [-] STEP 8

Verifica in condizione di rapido svaso (DM 1982)

Come per la condizioni di massimo invaso, si riportano per confronto le verifiche effettuate secondo il D.M. 1988 relativamente alla fase statica. Anche in questo caso i coefficienti di sicurezza risultano superiori al minimo richiesto (FS=1.4).

Condizioni di svaso rapido Paramento di monte		FS
Fase statica	Step 1	2.689
	Step 2	2.555
	Step 3	2.445
	Step 4	2.341
	Step 5	2.220
	Step 6	2.092
	Step 7	1.999
	Step 8	1.957
	Step 9	1.983
	Step 10	2.029

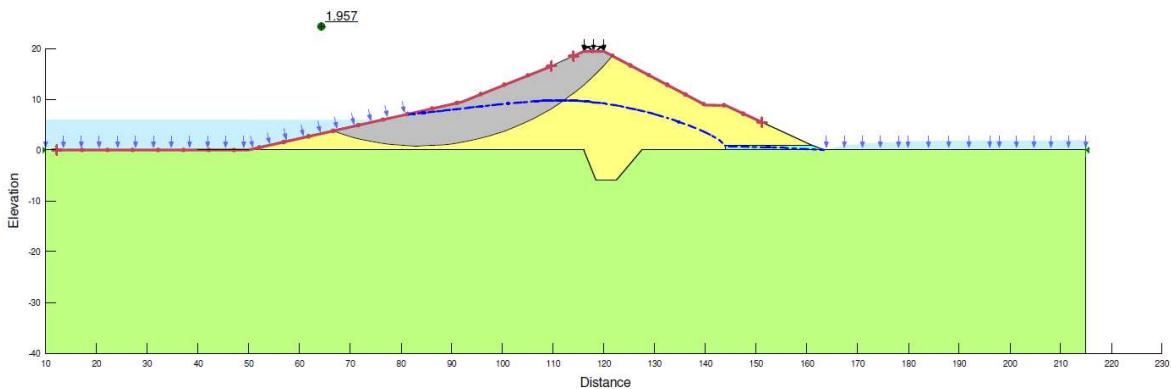


Fig. 28 Svaso rapido_Paramento di monte: Fase statica STEP 8