

# PROGETTO DI IMPIANTO IDROELETTRICO DI REGOLAZIONE SUL BACINO DI CAMPOLATTARO (BN)

MARZO 2011



COMMITTENTE



**R.E.C. S.r.l.**

Via Uberti 37-20129 Milano

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI IMPRESE

Mandataria :



**ETATEC** S.R.L.  
SOCIETA' DI INGEGNERIA

20133 MILANO - via Bassini, 23 - tel.(02) 26681264

fax (02) 26681553 - E-Mail: ETATEC@ETATEC.IT

AZIENDA CON SISTEMA DI QUALITA' CERTIFICATO UNI EN ISO 9001:2008

**SINCERT**

SICV - SC 06-647/EA 34

PROGETTISTA: Prof. Ing. Alessandro Paoletti

Mandante :

**CeAS**

CENTRO DI ANALISI STRUTTURALE S.R.L.  
AZIENDA CON SISTEMA QUALITA'

SERVIZI DI INGEGNERIA CIVILE  
CIVIL ENGINEERING SERVICES

SISTEMA QUALITA'  
UNI EN ISO 9001 : 2008  
CERTIFICATO K031 RILASCIATO  
DA



PROGETTISTA: Dott. Ing. Giovanni Canetta

TITOLO ELABORATO

RELAZIONE IDRAULICA

Revisione	Data	Descrizione	Redazione	Verifica	Approvazione	
A	31/03/2011	EMISSIONE PER VALUTAZIONE D'IMPATTO AMBIENTALE	S. Croci	A. Paoletti	A. Paoletti	
B	24/09/2012	EMISSIONE PER ITER AUTORIZZATIVO	F. Malingegno	A. Paoletti	A. Paoletti	
C						
CODICE COMMESSA		TIPOLOGIA COMMESSA	TIPOLOGIA ELABORATO	FASE PROGETTAZIONE	PARTE DI IMPIANTO	PROGRESSIVO ELABORATO
483-01E		ET	R	D	A	040
SCALA:						
—						

## INDICE

1.	PREMESSA.....	6
2.	CARATTERISTICHE GENERALI DELL'IMPIANTO.....	7
3.	CANALE DI GRONDA DELL'INVASO DI MONTE ALTO.....	9
3.1	DESCRIZIONE .....	9
3.2	DIMENSIONAMENTO DEL CANALE DI GRONDA.....	11
3.3	SFIORATORE LATERALE DEL CANALE DI GRONDA OVEST.....	14
3.3.1	Dimensionamento idraulico dello sfioratore laterale del canale di gronda ovest.. ..	14
3.3.2	Tracciamento del profilo trasversale dello sfioratore laterale del canale di gronda ovest.....	19
3.3.3	Principali caratteristiche dello sfioratore laterale del canale di gronda ovest.....	21
3.4	MANUFATTO DI CONFLUENZA DEI CANALI DI GRONDA E CONDOTTA DI SCARICO NEL RIO SECCO .....	22
4.	ORGANI DI SCARICO DELL'INVASO DI MONTE ALTO .....	28
4.1	SFIORATORE DI SUPERFICIE .....	28
4.1.1	Dimensionamento idraulico dello sfioratore di superficie per T=1000 anni.....	30
4.1.2	Verifica idraulica dello sfioratore di superficie per T=200 anni .....	35
4.1.3	Tracciamento del profilo trasversale dello sfioratore di superficie .....	36
4.1.4	Principali caratteristiche dello sfioratore di superficie .....	38
4.2	SCARICO DI FONDO.....	38
5.	DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE E DELLE RESISTENZE AL MOTO.....	44
5.1	DIMENSIONAMENTO CONDOTTE .....	44
5.2	VALUTAZIONE DELLE RESISTENZE AL MOTO .....	46
5.2.1	Osservazioni sperimentali e dati di letteratura.....	46
5.2.2	Definizione del tipo di moto in condotta .....	48
5.2.3	Tubi nuovi – indice $\lambda$ di resistenza di Darcy - Weisbach.....	49
5.2.4	Tubi usati – Coefficiente $k_s$ di Strickler.....	50
5.2.5	Cadente piezometrica.....	50
5.2.6	Calcolo del coefficiente di resistenza d'attrito "K" .....	51
6.	VERIFICA IDRAULICA DEI TRANSITORI ELASTICI DI COLPO D'ARIETE NELLE CONDOTTE .....	53
6.1	PREMESSA .....	53
6.2	SCENARI DI RIFERIMENTO.....	54
6.3	MODELLO IDRAULICO .....	56
6.4	VERIFICA IDRAULICA DEI TRANSITORI ELASTICI .....	59
6.4.1	Scenario A.00.....	59
6.4.2	Scenario B.00.....	60
6.4.3	Scenario A.01.1.....	63

6.4.4	Scenario A.01.2.....	63
6.4.5	Scenario A.01.3.....	64
6.4.6	Scenario A.01.4.....	64
6.4.7	Scenario B.01.1.....	69
6.4.8	Scenario B.01.2.....	69
6.4.9	Scenario B.01.3.....	70
6.4.10	Scenario B.01.4.....	70
6.5	CONCLUSIONI.....	76
7.	<b>DIMENSIONAMENTO OPERA DI PRESA/RESTITUZIONE A CALICE NELL'INVASO DI CAMPOLATTARO.....</b>	<b>78</b>
7.1	PREMESSA.....	78
7.2	CALCOLO DELLA PORTATA CIRCOLANTE DURANTE IL POMPAGGIO.....	78
7.3	DEFINIZIONE E TRACCIAMENTO DELLA GEOMETRIA DEL CALICE.....	81
7.4	ANALISI FUNZIONAMENTO A STRAMAZZO.....	84
7.5	CALCOLO DELLE PERDITE NELL'OPERA DI PRESA.....	85
7.6	GARANZIE RISPETTO AI FENOMENI DI INTERRIMENTO DELL'INVASO DI CAMPOLATTARO .....	87
7.7	CONCLUSIONI.....	87
8.	<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>89</b>

## INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Planimetria del bacino di Monte Alto e del canale di gronda.....	13
Figura 2 – Planimetria manufatto di sfioro del canale di gronda ovest nell’invaso di Monte Alto.....	16
Figura 3 – Funzionamento dello sfioratore laterale del canale di gronda.....	18
Figura 4 – Idrogrammi di piena del canale di gronda ovest per T=200 anni.....	18
Figura 5 – Idrogrammi di piena del canale di gronda ovest per T=1000 anni.....	19
Figura 6 – Schema profilo sfioratore <i>Creager-Scimemi</i> .....	20
Figura 7 – Planimetria manufatto di confluenza dei canali di gronda.....	22
Figura 8 – Sezione manufatto di confluenza dei canali di gronda.....	23
Figura 9 – Idrogrammi in ingresso nel manufatto di confluenza per T=200 anni.....	24
Figura 10 – Idrogrammi in ingresso nel manufatto di confluenza per T=1000 anni.....	25
Figura 11 – Grafico esemplificativo della gestione settimanale del volume di vaso di Monte Alto.....	25
Figura 12 – Planimetria manufatto di scarico nel Rio Secco.....	27
Figura 13 – Planimetria sfioratore di superficie dell’invaso di Monte Alto.....	29
Figura 14 – Profilo longitudinale sfioratore di superficie dell’invaso di Monte Alto.....	30
Figura 15 – Idrogramma di piena (T=1000 anni) afferente all’invaso di Monte Alto.....	31
Figura 16 – Funzionamento dell’invaso di Monte Alto e dello sfioratore di superficie in condizioni di piena (T=1000 anni).....	33
Figura 17 – Idrogramma di piena (T=1000 anni) afferente all’invaso di Monte Alto nel caso di mancato funzionamento del canale di gronda.....	34
Figura 18 – Funzionamento dell’invaso di Monte Alto e dello sfioratore di superficie in condizioni di piena (T=1000 anni) nel caso di mancato funzionamento del canale di gronda.....	34
Figura 19 – Idrogramma di piena (T=200 anni) afferente all’invaso di Monte Alto.....	35
Figura 20 – Funzionamento dell’invaso di Monte Alto e dello sfioratore di superficie in condizioni di piena (T=200 anni).....	36
Figura 21 – Schema profilo sfioratore <i>Creager-Scimemi</i> .....	37
Figura 22 – Schema planimetrico dello scarico di fondo dell’invaso di Monte Alto (linea verde).....	39
Figura 23 – Curva livelli/volumi dell’invaso di Monte Alto.....	40
Figura 24 – Risultati svuotamento vaso di Monte Alto.....	42
Figura 25 – Planimetria manufatto di scarico nel Rio Secco.....	43
Figura 26 – Vista altimetrica del modello idraulico dell’impianto idroelettrico di Campolattaro.....	58
Figura 27 – Scenario A.00: piezometriche max (colore verde) e min (colore magenta) durante il transitorio di colpo d’ariete dovuto alla chiusura d’emergenza del regolatore delle turbine in 20 secondi e in assenza di pozzi piezometrici.....	61
Figura 28 - Scenario B.00: piezometriche max (colore verde) e min (colore magenta) durante il transitorio di colpo d’ariete dovuto allo stacco delle macchine dal carico elettrico e in assenza di pozzi piezometrici.....	62
Figura 29 - Scenario A.01.1: piezometriche max (colore verde) e min (colore magenta) durante il transitorio di Colpo d’ariete dovuto alla chiusura d’emergenza del regolatore delle turbine in 20 secondi.....	65
Figura 30 - Scenario A.01.2: piezometriche max (colore verde) e min (colore magenta) durante il transitorio di Colpo d’ariete dovuto alla chiusura d’emergenza del regolatore delle turbine in 20 secondi.....	66
Figura 31 - Scenario A.01.3: piezometriche max (colore verde) e min (colore magenta) durante il transitorio di Colpo d’ariete dovuto alla chiusura d’emergenza del regolatore delle turbine in 20 secondi.....	67
Figura 32 - Scenario A.01.4: piezometriche max (colore verde) e min (colore magenta) durante il transitorio di Colpo d’ariete dovuto alla chiusura d’emergenza del regolatore delle turbine in 20 secondi.....	68

Figura 33 - Scenario B.01.1: piezometriche max (colore verde) e min (colore magenta) durante il transitorio di Colpo d'ariete dovuto allo stacco dal carico elettrico delle macchine in fase di pompaggio.....	72
Figura 34 - Scenario B.01.2: piezometriche max (colore verde) e min (colore magenta) durante il transitorio di Colpo d'ariete dovuto allo stacco dal carico elettrico delle macchine in fase di pompaggio.....	73
Figura 35 - Scenario B.01.3: piezometriche max (colore verde) e min (colore magenta) durante il transitorio di Colpo d'ariete dovuto allo stacco dal carico elettrico delle macchine in fase di pompaggio.....	74
Figura 36 - Scenario B.01.4 piezometriche max (colore verde) e min (colore magenta) durante il transitorio di Colpo d'ariete dovuto allo stacco dal carico elettrico delle macchine in fase di pompaggio.....	75
Figura 37 - Andamento qualitativo della linea dei carichi totali lungo l'impianto in fase di pompaggio .....	80
Figura 38 - Schema generale del profilo del calice .....	81
Figura 39 - Profilo dell'imbocco dell'opera di presa a calice .....	83
Figura 40 - Sezione trasversale opera di presa/restituzione di valle.....	83
Figura 41 - Pianta opera di presa/restituzione di valle .....	84
Figura 42 - Curva volumi-livelli del bacino di Campolattaro .....	85

## INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1: Coordinate profilo trasversale sfioratore laterale del canale di gronda .....	21
Tabella 2: Coordinate profilo trasversale sfioratore di superficie .....	37
Tabella 3: Osservazioni sperimentali di scabrezza.....	47
Tabella 4: Valori del coefficiente di scabrezza ks di Strickler per tipologia di materiale .....	48
Tabella 5 – Carico piezometrico ai nodi in regime stazionario di turbinaggio (tubi nuovi).....	57
Tabella 6 - Carico piezometrico ai nodi in regime stazionario di pompaggio (tubi nuovi).....	57
Tabella 7 – Risultati delle simulazioni – max. e min. carichi piezometrici in prossimità dei pozzi piezometrici e massime sovrappressioni di colpo d’ariete. ....	77
Tabella 8 – Punti di funzionamento delle pompe in funzione dei livelli dei laghi .....	80
Tabella 9 – caratteristiche principali dell’opera di presa.....	82
Tabella 10 – perdite di carico in corrispondenza dell’opera di presa.....	86
Tabella 11 – Scenari analizzati per il dimensionamento dell’opera di presa a calice.....	87

## RELAZIONE IDRAULICA

### 1. PREMESSA

Nella presente relazione, che costituisce parte integrante del Progetto Definitivo delle opere relative all'impianto idroelettrico di accumulo per pompaggio e regolazione tra l'esistente invaso di Campolattaro (BN) ed il nuovo bacino di Monte Alto in Comune di Morcone (BN), vengono descritte le analisi idrauliche condotte per il dimensionamento delle principali opere in progetto.

L'impianto prevede lo sfruttamento del salto geodetico esistente tra il serbatoio di Campolattaro, in fase di invaso sperimentale, ed un bacino superiore, in progetto, ricavato all'interno di una depressione naturale attraverso l'impermeabilizzazione delle sponde e del fondo, localizzato in prossimità di Monte Alto, circa 7,5 km a ovest dall'invaso di Campolattaro.

Il salto geodetico massimo dell'impianto, pari alla differenza tra il livello di massima regolazione del serbatoio superiore di Monte Alto (900 m s.m.) e la quota di minima regolazione dell'invaso inferiore di Campolattaro (351 m s.m.), è pari a 549 m s.m., mentre il salto geodetico minimo, definito dalla differenza tra il livello di minima regolazione del serbatoio di Monte Alto (873 m s.m.) e la quota di massima regolazione dell'invaso di Campolattaro (377,25 m s.m.) è pari a 495,75 m.

L'impianto idroelettrico di regolazione e pompaggio in progetto prevede un bilancio settimanale dei volumi idrici pompati e turbinati: in particolare si prevede di turbinare la risorsa idrica accumulata nel serbatoio superiore durante la fascia diurna feriala, mentre il pompaggio dal serbatoio inferiore è previsto durante le ore notturne e nei giorni festivi.

Nel seguito si presentano, in particolare, le caratteristiche idrauliche e i calcoli di dimensionamento e verifica delle seguenti opere:

- canale di gronda dell'invaso di Monte Alto;
- sfioratore di superficie dell'invaso di Monte Alto;
- scarico di fondo dell'invaso di Monte Alto;
- condotte, gallerie in pressione e pozzi piezometrici;
- opera di presa (e restituzione) dall'invaso di Campolattaro;

Per il dettaglio delle descrizioni tecniche si rimanda alla relazione tecnica (elaborato 483-01E-ET-RDA-020) e alle tavole allegate al progetto.

## 2. CARATTERISTICHE GENERALI DELL'IMPIANTO

Nel presente capitolo sono riportati i dati caratteristici delle varie componenti dell'impianto in progetto, descritte in modo più approfondito nella Relazione Tecnica Particolareggiata (elab. n. 483-01E-ET-RDA-020), con particolare attenzione alle caratteristiche tecniche delle macchine idrauliche.

### Bacino Superiore di Monte Alto

Volume utile d'invaso	7.000.000 m <sup>3</sup>
Livello massimo invaso	900,00 m s.m.
Livello minimo invaso	873,00 m s.m.

### Bacino inferiore di Campolattaro

Volume utile di invaso	109.000.000 m <sup>3</sup>
Livello massimo invaso	377,25 m s.m.
Livello minimo invaso	351,00 m s.m.

### Condotta forzata

Lunghezza	~ 1.980 m
Diametri	5.500÷3.200 mm
Materiale	acciaio
Spessori	16÷62 mm

### Condotta di restituzione

Lunghezza	~ 5.800 m
Diametri	6.000 mm
Materiale	c.a.

### Centrale

n. 2 gruppi reversibili pompa – turbina tipo Francis

- Altezza geodetica massima ( $H_{\text{geod-max}}$ )	549,00 m
- Altezza geodetica minima ( $H_{\text{geod-min}}$ )	497,75 m
- Quota installazione gruppi reversibili	~290 m s.m.

### Caratteristiche macchine idrauliche in fase di turbinaggio

- Portata nominale ( $Q_n$ )	2 x 63 m <sup>3</sup> /s
- n. di giri (n)	500 rpm
- Velocità di fuga ammissibile	700 rpm
- Momento d'inerzia ( $GD^2$ )	~ 4.000 t m <sup>2</sup>

Caratteristiche macchine idrauliche in fase di pompaggio

- Portata nominale (Qn) 2 x 51 m<sup>3</sup>/s

- n. di giri (n) 500 rpm

**Opere di attenuazione dei transitori elastici**

Pozzo piezometrico a valle della centrale

- Diametro interno pozzo 30 m

- diametro strozzatura inferiore 10 m

Pozzo piezometrico a monte della centrale

- Diametro interno pozzo 15 m

- diametro strozzatura inferiore 4,5 m

### 3. CANALE DI GRONDA DELL'INVASO DI MONTE ALTO

#### 3.1 DESCRIZIONE

L'invaso di Monte Alto rappresenta il serbatoio superiore dell'impianto in progetto. Esso sarà realizzato attraverso l'impermeabilizzazione del fondo e delle sponde della depressione naturale presente in prossimità di Monte Alto, previo scotico e leggera riprofilatura della stessa.

L'invaso sarà caratterizzato da una quota di fondo di circa 868÷873 m s.m., da una quota di massima regolazione pari a 900,00 m s.m., con una quota di coronamento pari a 903,00 m s.m.. Il volume utile di accumulo idrico, compreso tra la quota di massima regolazione e la quota di minimo svasso, posta pari a circa 873,00 m s.m. sarà pari a circa 7 Mm<sup>3</sup>.

Nel progetto si è previsto di realizzare lungo l'intero perimetro dell'invaso di Monte Alto un canale di gronda, il quale raccoglierà le acque provenienti dal bacino imbrifero e le recapiterà nel Rio Secco, posto a valle dell'invaso di Monte Alto, in posizione nord-est.

Le funzioni che dovrà svolgere il canale di gronda sono:

- raccolta e convogliamento verso valle delle acque superficiali provenienti dal bacino idrografico afferente all'invaso di Monte Alto, in particolare:
  - o in regime idrologico ordinario: il canale raccoglierà i deflussi superficiali drenati dal bacino imbrifero e li convoglierà verso valle, nel Rio Secco; poiché il canale di gronda, realizzato in terra con fondo e sponde rivestite in massi, sarà permeabile, parte dei deflussi da esso raccolti potranno infiltrarsi nel sottosuolo senza distogliere risorse ai deflussi sotterranei;
  - o in regime idrologico di piena: il canale raccoglierà i deflussi superficiali di piena drenati dal bacino imbrifero e li convoglierà in minima parte verso valle, nel Rio Secco, mentre la porzione prevalente verrà recapitata nell'invaso di Monte Alto attraverso un manufatto di sfioro. Lo sfioro dell'onda di piena nell'invaso di Monte Alto è stata progettata al fine di limitare l'entità delle portate di piena da inviare nel Rio Secco. Pertanto, l'invaso di Monte Alto, durante le piene, svolgerà la funzione di opera di laminazione;
- raccolta e sedimentazione dei depositi terrosi provenienti dal bacino imbrifero, al fine di evitarne l'ingresso nell'invaso di Monte Alto e quindi preservandolo dal conseguente progressivo interrimento.

Il suddetto canale può essere distinto in *gronda Ovest* e *gronda Est*: il primo si sviluppa in posizione perimetrale all'invaso lungo il versante occidentale, drenando la quasi totalità del bacino imbrifero (circa 197 ha, pari al 94% dell'intero bacino sotteso dal canale di gronda), mentre il secondo segue il limite orientale dell'invaso, raccogliendo le acque di versante di un ridotto bacino (circa 13 ha, pari al 6% del totale).

Il canale di gronda Ovest è concepito a sezione trapezia con larghezza di fondo progressivamente crescente lungo il suo sviluppo partendo da 1,5 m fino a 2,50 m nel suo tratto terminale, sponde con pendenza variabile tra 1:1 (L:H), a monte, e 3:2, a valle, con un'altezza massima compresa tra 1,5 m e 3,60 m. Le sponde ed il fondo del canale verranno realizzate, per la maggior parte dello sviluppo, in pietrame di media pezzatura in aderenza ad una tipologia di ingegneria naturalistica. Tale morfologia permeabile garantisce il diretto collegamento delle acque superficiali con la falde sotterranea nonché un idoneo inserimento ambientale con il paesaggio circostante caratterizzato da substrato roccioso di natura calcarea. Tale canale di gronda si sviluppa in direzione S-N per una lunghezza complessiva di 2.095 m circa, con pendenza di fondo pari al 2‰, e corre lungo il perimetro del bacino di Monte Alto a mezza costa fino a collegarsi con il sistema di recapito finale che termina nel Rio Secco.

Nel tratto terminale del canale di gronda Ovest è prevista la realizzazione di un manufatto di sfioro laterale (v. paragrafo 3.3), tale da limitare il deflusso verso valle (Rio Secco), scaricando una parte consistente delle portate di piena all'interno dell'invaso di Monte Alto.

A valle del manufatto sfioratore, il canale di gronda Ovest prosegue all'interno di un manufatto scatolare dim. int. 2,50 x 2,50 m –  $i=2\%$  per una lunghezza di 100 m circa, al di sopra del quale è prevista la realizzazione della strada di servizio, e successivamente a cielo aperto all'interno di una sezione trapezia di lunghezza pari a circa 30 m –  $i=2\%$ , con fondo e sponde rivestite in massi ammorsati nel calcestruzzo fino a raggiungere il manufatto di confluenza.

Il canale di gronda Est si sviluppa in direzione S-N per una lunghezza complessiva di 845 m circa, con pendenza di fondo pari al 2‰, parallelamente al tracciato della strada di coronamento dell'invaso, posta a quota 903,00 m s.m.. Il canale è previsto a sezione trapezia con larghezza di fondo di 1,0 m e sponde con inclinazione 1:1 (L:H) di altezza progressivamente crescente fino al valore massimo di 1,50 m. Anche in questo caso il canale corre lungo il perimetro del bacino di Monte Alto a mezza costa fino a collegarsi con il sistema di recapito finale che termina nel Rio Secco.

Le portate provenienti dai due canali di gronda raggiungono un manufatto di confluenza, da

cui poi vengono convogliate all'interno dell'alveo del Rio Secco mediante una tubazione interrata DN 2500 mm –  $i=3\%$  realizzata in parte con tecnica del microtunnelling, necessario per superare il rilievo presente ed evitare fronti di scavo eccessivi.

### 3.2 DIMENSIONAMENTO DEL CANALE DI GRONDA

In base a quanto calcolato e descritto nella relazione idrologica (elaborato 483-01E-ET-RDA-030), le portate di piena provenienti dal bacino imbrifero direttamente afferente all'invaso di Monte Alto (escludendo la superficie del bacino costituita dallo specchio liquido del lago in progetto) sono pari complessivamente a:

- 25,0 m<sup>3</sup>/s, per un tempo di ritorno di 200 anni;
- 47,5 m<sup>3</sup>/s, per un tempo di ritorno di 1'000 anni.

Il bacino drenato dal canale di gronda ovest è pari a circa il 94% del totale, pertanto si può ritenere che le portate di piena complessivamente ad esso afferenti siano pari a circa 23,5 m<sup>3</sup>/s (T=200 anni) e 44,5 m<sup>3</sup>/s (T=1000 anni). Analogamente, poiché il bacino drenato dal canale di gronda est è pari a circa il 6% del totale, si può ritenere che le portate di piena complessivamente ad esso afferenti siano pari a circa 1,5 m<sup>3</sup>/s (T=200 anni) e 3,0 m<sup>3</sup>/s (T=1000 anni).

Le portate massime sopra riportate, essendo associate all'intera superficie del bacino, si verificano solo in corrispondenza del tratto terminale di ciascuno dei due rami del canale di gronda.

Il dimensionamento da monte a valle delle diverse sezioni dei canali di gronda è stato condotto considerando di avere in condizioni di piena millenaria un franco di sicurezza pari ad almeno 0,5 m.

Considerando il canale di gronda ovest ed imponendo i seguenti elementi geometrici caratteristici:

- pendenza del canale pari al 2‰;
- scabrezza del canale (in terra rivestito in massi) pari a  $k_s$  (Strickler) = 33 m<sup>1/3</sup>/s;
- larghezza della sezione pari a 2.5 m e inclinazione delle sponde pari a 3:2 (b:h);

per il tratto terminale si ottengono, in condizioni di moto uniforme, i seguenti valori dei tiranti idrici:

- 2,3 m, per T = 200 anni;
- 3,1 m, per T = 1'000 anni.

In base a quanto sopra riportato, la massima altezza del canale di gronda è stata fissata pari a

3.6 m.

Considerando il canale di gronda est ed imponendo i seguenti elementi geometrici caratteristici:

- pendenza del canale pari al 2‰;
- scabrezza del canale (in cls) pari a  $k_s$  (Strickler) =  $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ;
- larghezza della sezione pari a 1 m e inclinazione delle sponde pari a 1:1 (b:h) lato vaso e pari a 1:2 lato versante;

per il tratto terminale si ottengono, in condizioni di moto uniforme, i seguenti valori dei tiranti idrici:

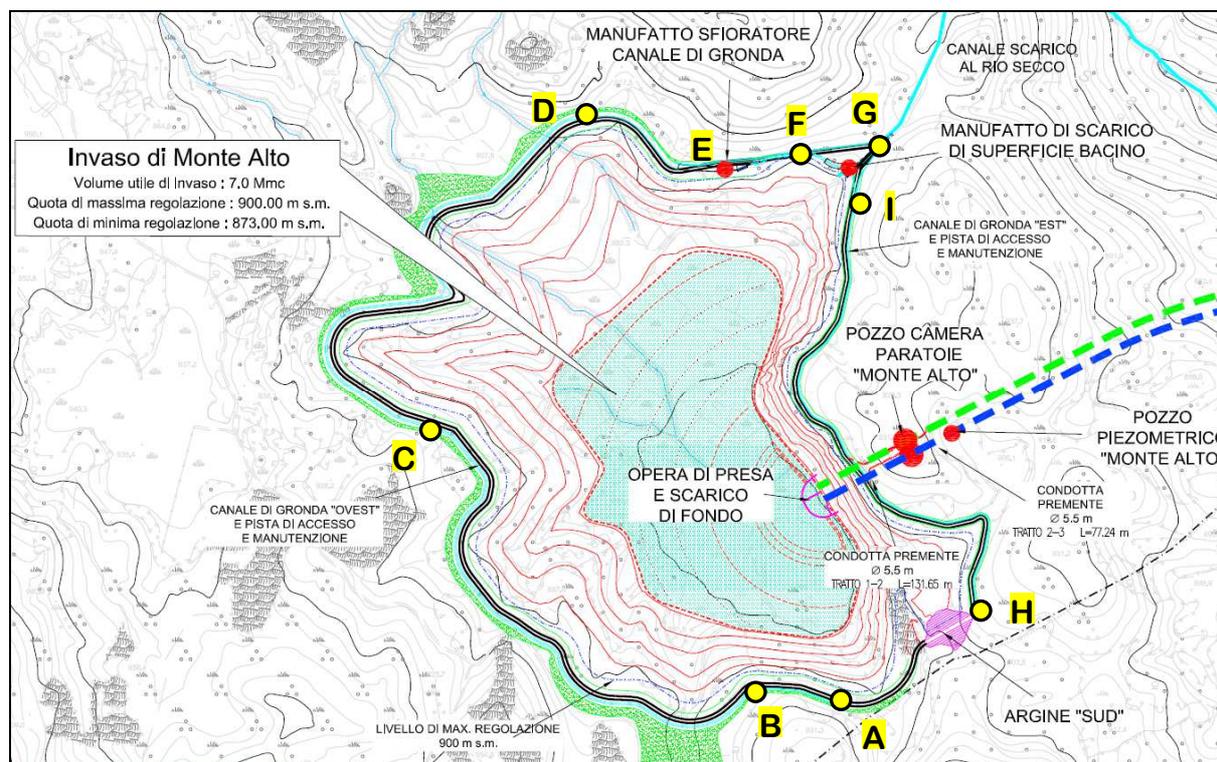
- 0,7 m, per  $T = 200$  anni;
- 1,0 m, per  $T = 1'000$  anni.

In base a quanto sopra riportato, la massima altezza del canale di gronda est è stata fissata pari a 1,5 m.

A partire da tali grandezze caratteristiche del tratto terminale del canale, si sono individuate alcune differenti sezioni tipologiche del canale di gronda per tratti, a seconda dell'estensione del bacino idrografico effettivamente drenato dal corrispondente tratto di canale di gronda. Di seguito si riportano le caratteristiche di alcuni tratti (per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici allegati al progetto 483-01E-ET-DDB-101, 483-01E-ET-DDB-109 e 483-01E-ET-DDB-110):

- il canale di gronda ovest avrà le seguenti dimensioni:
  - o nel primo tratto, pari a circa 175 m, compreso tra il punto A di Figura 1 (sezione n. CG-40 negli elaborati grafici) e il punto B (sezione n. CG-35 negli elaborati grafici): base pari a 1,5 m, inclinazione delle sponde 1:1 e altezza pari a 1,5 m;
  - o nel secondo tratto, pari a circa 730 m, compreso tra il punto B (sezione n. CG-35 negli elaborati grafici) e il punto C (sezione n. CG-21 negli elaborati grafici): base pari a 2,5 m, inclinazione delle sponde 3:2 e altezza pari a 2,5 m;
  - o nel terzo tratto, pari a circa 770 m, compreso tra il punto C (sezione n. CG-21 negli elaborati grafici) e il punto D (sezione n. CG-7 negli elaborati grafici): base pari a 2,5 m, inclinazione delle sponde 3:2 e altezza pari a 3,6 m;
  - o nel quarto tratto, pari a circa 290 m, compreso tra il punto D (sezione n. CG-7 negli elaborati grafici) e il punto E (manufatto di sfioro del canale di gronda nell'invaso di Monte Alto): base pari a 7 m, sezione rettangolare e altezza pari a 3,6 m (manufatto in c.a.);

- nel quinto tratto, pari a circa 100 m, compreso tra il punto E (manufatto di sfioro del canale di gronda nell'invaso di Monte Alto) e il punto F: base e altezza pari a 2,5 m (manufatto scatolare in c.a. a sezione quadrata);
  - nel sesto tratto, pari a circa 30 m, compreso tra il punto F e il punto G (manufatto di confluenza): base pari a 1,5 m, inclinazione delle sponde 3:2 e altezza pari a 2 m.
- il canale di gronda est avrà, invece, le seguenti dimensioni:
- nel primo tratto, pari a circa 800 m, compreso tra il punto H (sezione n. GE-35 negli elaborati grafici) e il punto I (sezione n. GE-3 negli elaborati grafici): base pari a 1,0 m, inclinazione della sponda lato versante pari a 1:2 (b:h), inclinazione della sponda lato invaso variabile linearmente tra 2:1 (punto H) e 1:1 (punto I), altezza (tra il fondo rispetto alla strada di coronamento) variabile linearmente tra 0,75 m (punto H) e 1,5 m (punto I);
  - nel secondo tratto, pari a circa 45 m, compreso tra il punto I (sezione n. GE-3 negli elaborati grafici) e il punto G (manufatto di confluenza): tubazione in c.a. di diametro pari a 1,20 m (i=10%).



**Figura 1 – Planimetria del bacino di Monte Alto e del canale di gronda**

### 3.3 SFIORATORE LATERALE DEL CANALE DI GRONDA OVEST

Come già accennato in precedenza, nei pressi del tratto terminale del ramo ovest del canale di gronda, quello che drena la quasi totalità del bacino imbrifero afferente all'invaso di Monte Alto (94%), sarà realizzato un manufatto di sfioro che, in regime idrologico di piena, avrà il compito di recapitare nell'invaso di Monte Alto la porzione prevalente dell'idrogramma di piena, in modo da limitare l'entità delle portate che verranno inviate nel Rio Secco.

Lo sfioratore laterale previsto nel presente progetto è del tipo a stramazzo, costituito da una soglia fissa in c.a., con il ciglio posto alla quota di 902 m s.m., costituita da un'unica luce di lunghezza pari a 15 m. In corrispondenza dello sfioratore, il canale di gronda è caratterizzato da una quota di fondo pari a circa 901,0 m s.m., per cui l'altezza della soglia di sfioro è pari a 1 m.

Il profilo trasversale della soglia sfiorante è curvilinea, del tipo *Creager-Scimemi*.

A valle della soglia di sfioro è prevista una platea di raccordo con la sponda dell'invaso, posta a quota 900,0 m s.m..

Il canale di gronda ovest, a valle della soglia di sfioro prosegue, lambendo l'invaso, fino ad immettersi in un manufatto di confluenza, nel quale vengono recapitate anche le portate provenienti dal canale di gronda est e dallo sfioratore di superficie dell'invaso di Monte Alto. Dal suddetto manufatto di confluenza si diparte una tubazione di diametro pari a 2,5 m, che ha la funzione di recapitare nel Rio Secco le portate provenienti dallo sfioratore di superficie e dai canali di gronda.

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici relativi (483-01E-ET-DDB-106).

#### 3.3.1 Dimensionamento idraulico dello sfioratore laterale del canale di gronda ovest

Il dimensionamento dello sfioratore laterale del canale di gronda ovest è stato condotto in modo tale che, con riferimento ad un evento di piena caratterizzato da un tempo di ritorno di 200 anni, la portata complessiva immessa dall'intero sistema dei canali di gronda (ovest+est) nel Rio Secco sia al massimo pari a 5 m<sup>3</sup>/s.

Considerando che la portata di piena duecentennale proveniente dal canale di gronda est, privo di manufatti di sfioro nell'invaso di Monte Alto, è pari a circa 1,5 m<sup>3</sup>/s (assunto pari al 6% della portata di piena duecentennale pari a 25 m<sup>3</sup>/s), si ha che la portata di piena del canale di gronda ovest a valle dello sfioratore laterale deve essere al massimo pari a 3,5 m<sup>3</sup>/s.

I dati per il dimensionamento dello sfioratore laterale sono pertanto i seguenti:

- portata a monte dello sfioratore: 23,5 m<sup>3</sup>/s (94% della portata con T=200 anni, pari a 25

$m^3/s$ );

- portata a valle dello sfioratore:  $3,5 m^3/s$ .

Il canale di gronda a monte del manufatto di sfioro è caratterizzato da una sezione rettangolare in c.a. (scabrezza di Strickler pari a  $70 m^{1/3}/s$ ), con base pari a 7 m e pendenza pari al 2‰.

Il dimensionamento dello sfioratore laterale, condotto nell'ipotesi che il processo di sfioro avvenga ad energia specifica  $E$  costante della corrente e considerando un coefficiente di efflusso sulla soglia di sfioro pari a 0,48 (soglia di sfioro Creger-Scimemi), deriva dalla risoluzione delle seguenti equazioni:

$$\Delta q = 0,48 \cdot \Delta x \cdot (h - c) \sqrt{2g(h - c)}$$

$$E = h + \frac{Q^2}{2g \cdot A(h)^2} = cost$$

$$Q_{monte} = Q_{valle} + \sum \Delta q$$

in cui:

$\Delta q$  è la portata sfiorata in un tratto di lunghezza  $\Delta x$  [ $m^3/s$ ];

$h$  è l'altezza idrica rispetto al fondo del canale di gronda [m];

$c$  è l'altezza della soglia sfiorante rispetto al fondo del canale di gronda [m];

$E$  è l'energia specifica della corrente [m];

$Q_{monte}$  è la portata a monte dello sfioratore [ $m^3/s$ ];

$Q_{valle}$  è la portata a valle dello sfioratore [ $m^3/s$ ];

Si sono così determinate le seguenti grandezze:

- larghezza del restringimento del canale di gronda a valle dello sfioratore (per consentire di incrementare il livello dell'acqua a valle dello sfioratore e di conseguenza anche l'energia della corrente in modo da consentire la riduzione di portata prefissata):

0,8 m;

- altezza della soglia di sfioro rispetto al fondo del canale di gronda: 1,0 m;

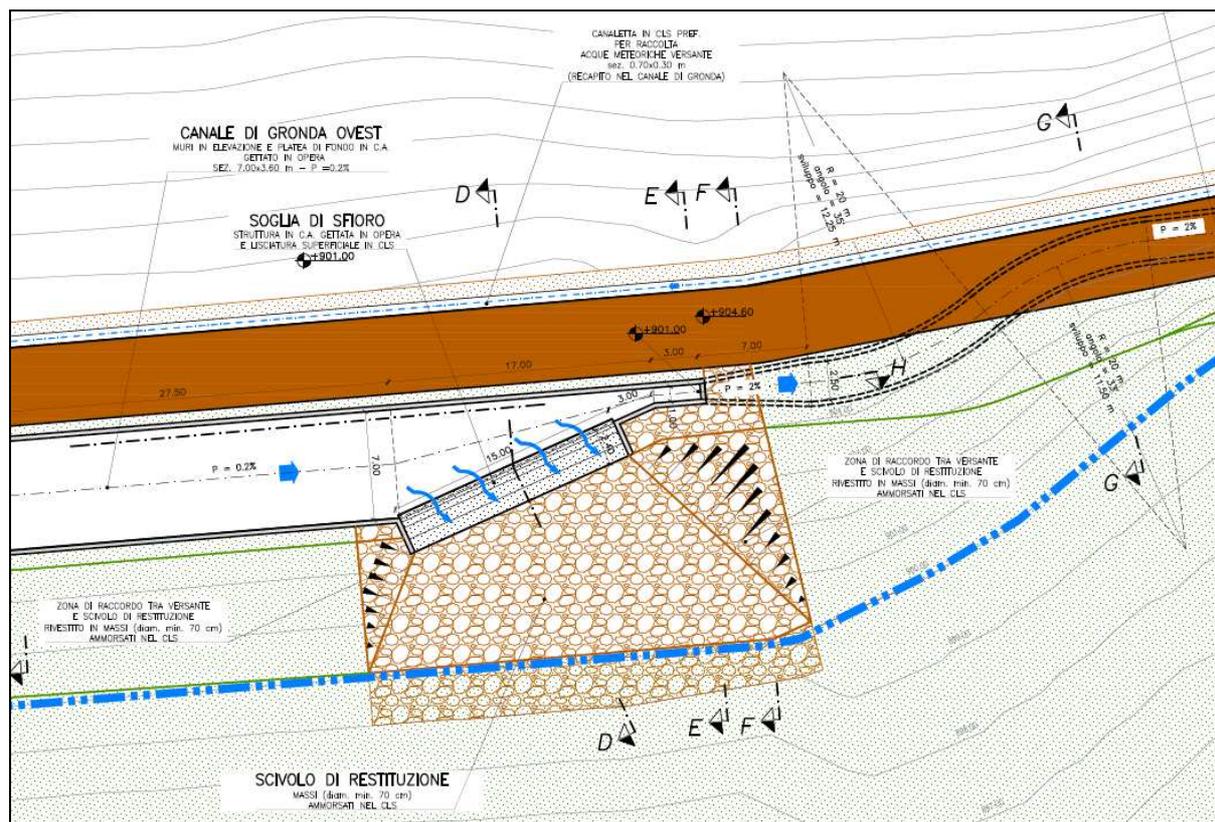
- lunghezza della soglia sfiorante: 15,0 m;

- portata del canale di gronda a monte dello sfioratore:  $23,5 m^3/s$ ;

- portata del canale di gronda a valle dello sfioratore:  $3,35 m^3/s$ .

Pertanto, la somma delle portate nelle sezioni terminali dei due rami del sistema di gronda (ovest+est) risulta pari a  $3,35 + 1,5 = 4,85 m^3/s$ , ossia minore del valore prefissato di  $5 m^3/s$ .

Nella Figura 2 sono riportati alcuni dettagli del manufatto di sfioro del canale di gronda.



**Figura 2 – Planimetria manufatto di sfioro del canale di gronda ovest nell’invaso di Monte Alto**

Nel dettaglio si hanno i seguenti valori dei tiranti idrici caratteristici:

- altezza di stato critico nel restringimento del canale di gronda: 1,21 m;
- energia della corrente nel restringimento: 1,82 m;
- altezza della corrente lenta a monte del restringimento e a valle dello sfioratore: 1,81 m;
- altezza della corrente lenta a monte dello sfioratore: 1,59 m.

Verso monte il profilo di corrente lenta tende all’altezza di moto uniforme relativa al canale a sezione rettangolare (base di 7 m, scabrezza di Strickler pari a  $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , pendenza del 2‰ e portata di  $23,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ), che è pari a 1,17 m.

A valle del restringimento il canale di gronda è costituito da un manufatto scatolare a sezione quadrata di 2,5 m, lungo circa 100 m, con pendenza pari al 2%, posto al di sotto della strada di servizio. All’interno di tale canale si instaura un profilo di corrente veloce ritardata; l’altezza di monte, pari all’altezza in corrente veloce corrispondente all’energia della corrente nel restringimento (1,82 m) è pari a 0,24 m ed il profilo tende verso valle all’altezza di moto uniforme, pari a 0,33 m, che viene raggiunta dopo circa 40 m.

Il suddetto canale a sezione quadrata si raccorda a valle con un canale a cielo aperto a sezione trapezia (base 1,5 m, inclinazione delle sponde 3/2, altezza massima 2 m, pendenza pari al 2%, realizzato in massi con  $k_s$  di Strickler pari a  $30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ), che prosegue per circa 30 m fino ad immettersi nel manufatto di confluenza mediante un salto di circa 2 m di dislivello. In tale tratto di canale si instaura un profilo di corrente veloce ritardata, con tirante idrico variabile tra 0,33 m a monte e 0,60 m a valle, appena prima del manufatto di confluenza.

Analoghe valutazioni sono state condotte con riferimento ad un evento di piena caratterizzato da un tempo di ritorno pari a 1000 anni; di seguito si riportano i valori corrispondenti delle diverse grandezze significative, considerando la medesima geometria del sistema prima descritto:

- portata del canale di gronda a monte dello sfioratore (94% di  $47,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ):  $44,6 \text{ m}^3/\text{s}$ ;
- portata del canale di gronda a valle dello sfioratore:  $5,1 \text{ m}^3/\text{s}$ ;
- altezza della corrente lenta a monte dello sfioratore:  $1,65 \text{ m}$ ;
- altezza della corrente lenta a monte del restringimento e a valle dello sfioratore:  $2,42 \text{ m}$ ;
- altezza di stato critico nel restringimento del canale di gronda:  $1,61 \text{ m}$ ;
- energia della corrente nel restringimento:  $2,41 \text{ m}$ ;
- altezza della corrente veloce nella sezione di monte dello scatolare:  $0,32 \text{ m}$ ;
- altezza della corrente veloce nella sezione di valle dello scatolare:  $0,43 \text{ m}$ ;
- altezza della corrente veloce nella sezione di valle del canale trapezio a monte del manufatto di confluenza:  $0,75 \text{ m}$ .

Nel caso di evento di piena millenario la somma delle portate nelle sezioni terminali dei due rami del sistema di gronda (ovest+est) risulta pari a  $5,1 + 3,0$  (pari al 6% di  $47,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ) =  $8,1 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Le dimensioni del canale di gronda nei tratti appena a monte e a valle del manufatto di sfioro sono abbondanti rispetto alle reali necessità di contenimento dei livelli idrici con adeguati franchi di sicurezza. Tali maggiori dimensioni tengono conto della necessità di garantire l'accessibilità ai manufatti per le operazioni di manutenzione e pulizia.

Nella Figura 3 si riportano le curve relative ai valori della portata sfiorata e della portata che prosegue nel canale di gronda ovest, in funzione della portata proveniente da monte, mentre nella Figura 4 e nella Figura 5 sono riportati gli idrogrammi di piena (rispettivamente per  $T=200$  anni e  $T=1000$  anni).

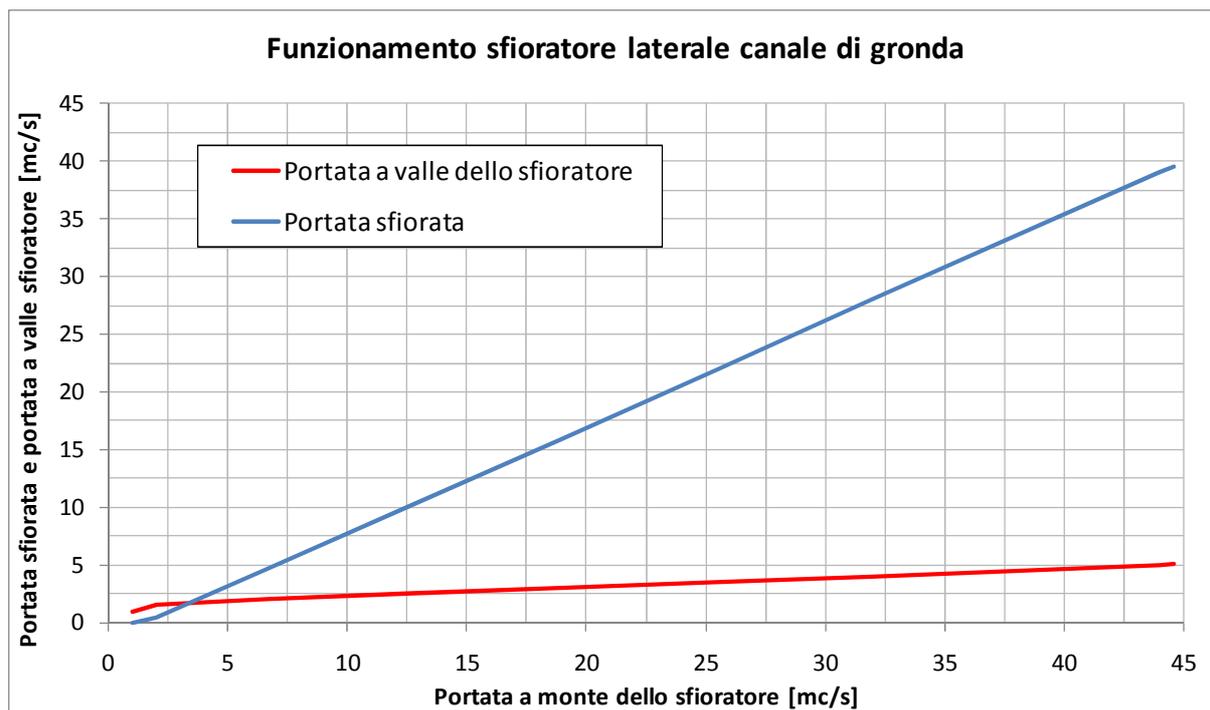


Figura 3 – Funzionamento dello sfiatore laterale del canale di gronda

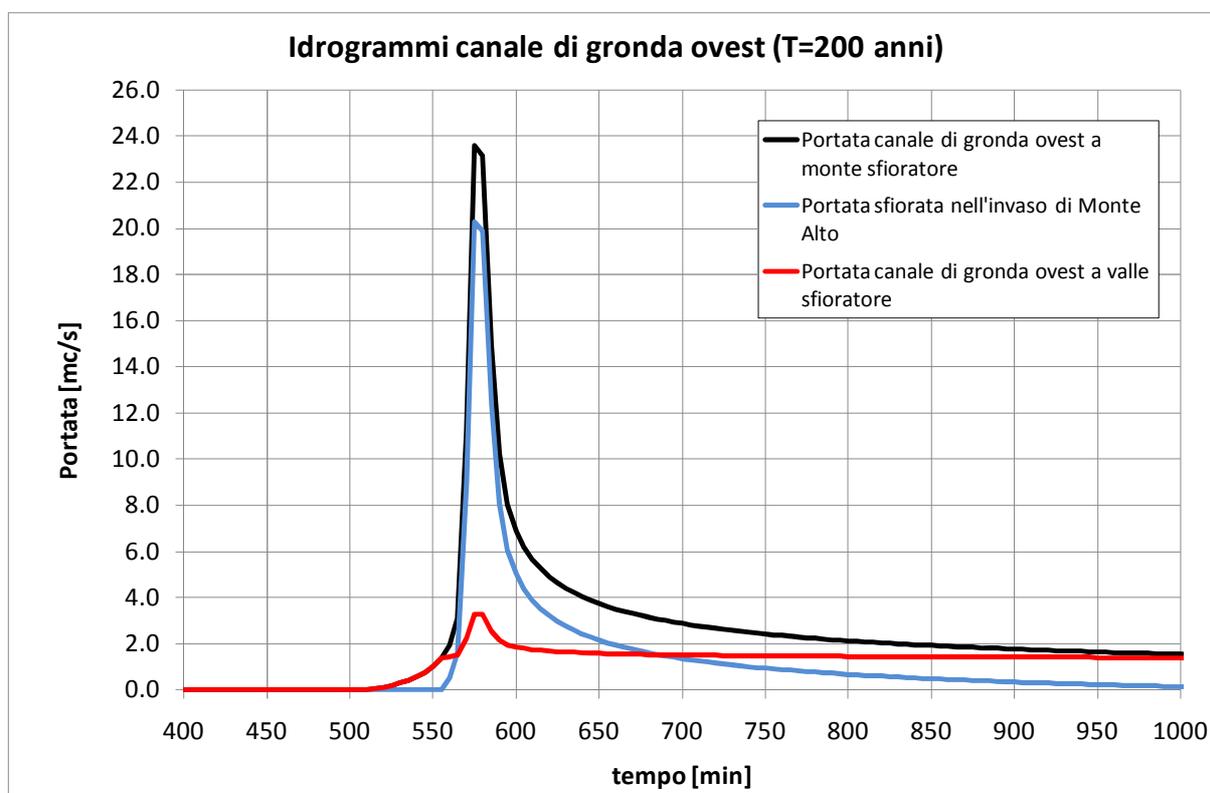


Figura 4 – Idrogrammi di piena del canale di gronda ovest per T=200 anni

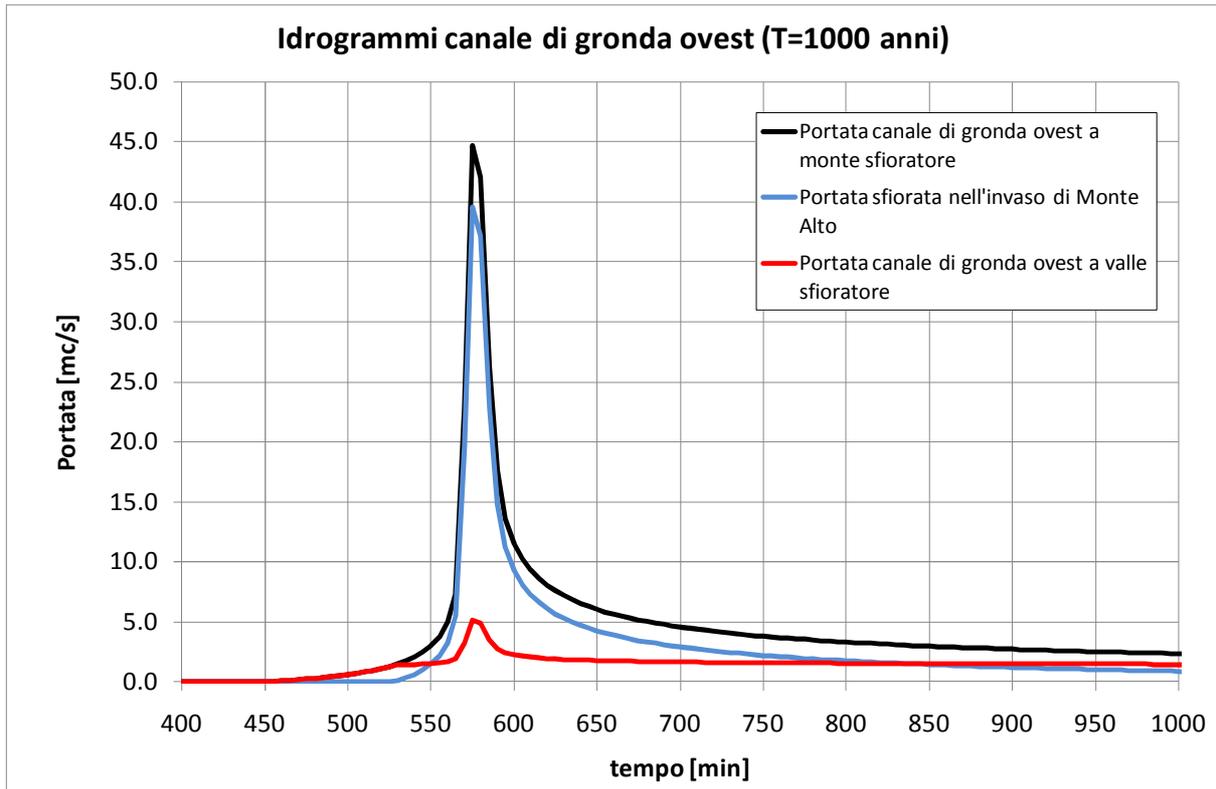


Figura 5 – Idrogrammi di piena del canale di gronda ovest per T=1000 anni

### 3.3.2 Tracciamento del profilo trasversale dello sfioratore laterale del canale di gronda ovest

Come affermato in precedenza, il profilo trasversale dello sfioratore laterale è curvilineo; in particolare, il profilo adottato nel presente progetto è quello detto *Creager-Scimemi*. Tale profilo ha la particolarità di evitare il verificarsi di pressioni relative negative al di sotto della vena effluente e quindi il pericolo di fenomeni di attacco e stacco di questa sul paramento in c.a..

L'equazione relativa è la seguente:

$$\frac{y}{h_{\max}} = 0.47 \left( \frac{x}{h_{\max}} \right)^{1.8}$$

dove:

- $x$  e  $y$  rappresentano le coordinate orizzontale e verticale dei punti del profilo secondo quanto riportato nello schema di Figura 6;
- $h_{\max}$  rappresenta il massimo sopraelevamento al di sopra del ciglio sfiorante.

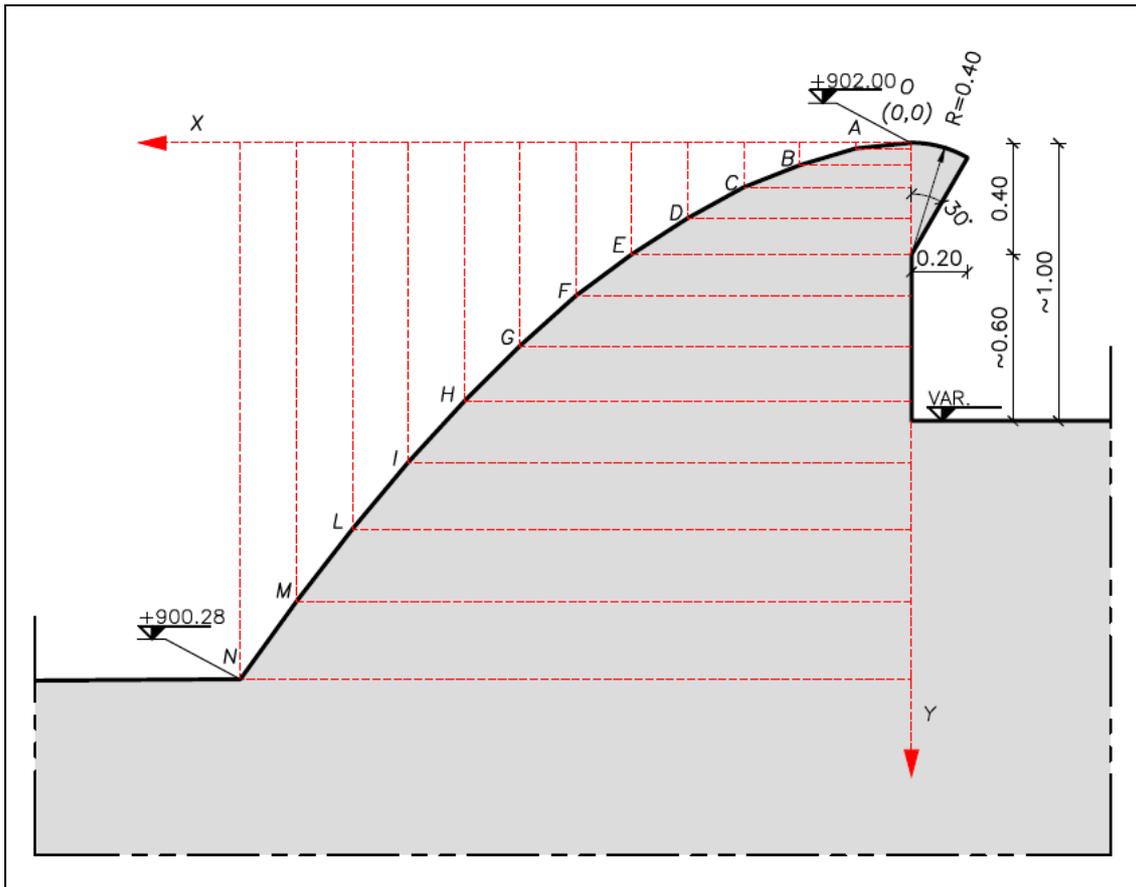


Figura 6 – Schema profilo sfioratore *Creager-Scimemi*

Considerando che durante la massima piena (T=1000 anni) il valore di  $h_{max}$  è pari a circa 1,42 m (pari a 2,42 m di altezza idrica a cui si sottrae l'altezza della soglia sfiorante rispetto al fondo del canale, pari a 1 m - v. paragrafo 3.3.1), le coordinate  $x$  e  $y$  del profilo sono riportate nella tabella seguente.

**Tabella 1: Coordinate profilo trasversale sfioratore laterale del canale di gronda**

punto	x [m]	y [m]	y [m s.m.]
0	0.0	0.00	902.00
A	0.2	0.02	901.98
B	0.4	0.07	901.93
C	0.6	0.14	901.86
D	0.8	0.24	901.76
E	1.0	0.36	901.64
F	1.2	0.49	901.51
G	1.4	0.65	901.35
H	1.6	0.83	901.17
I	1.8	1.02	900.98
L	2.0	1.24	900.76
M	2.2	1.47	900.53
N	2.4	1.72	900.28

### 3.3.3 Principali caratteristiche dello sfioratore laterale del canale di gronda ovest

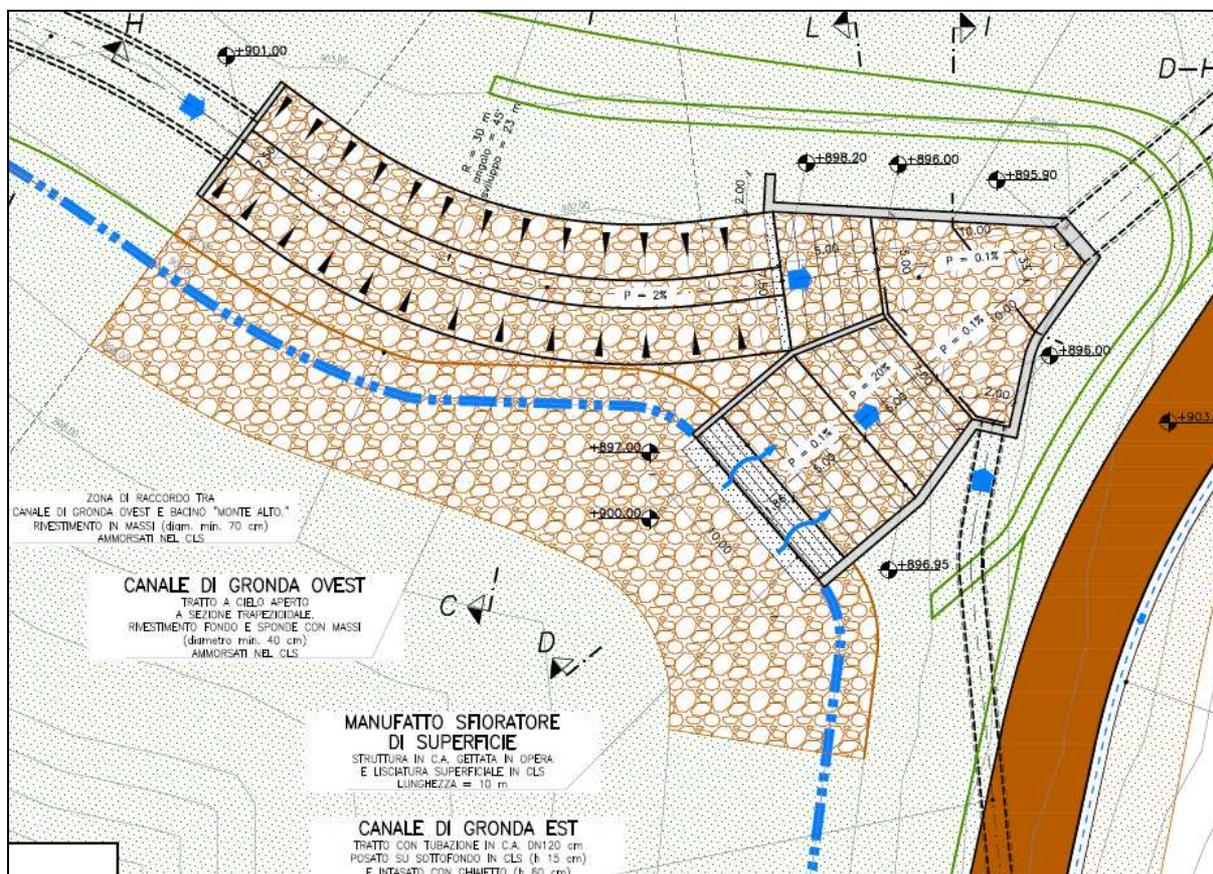
Di seguito si riportano le principali caratteristiche dello sfioratore laterale del canale di gronda ovest:

- quota di coronamento della soglia: 902,00 m s.m.;
- quota a valle della soglia: 900,00 m s.m.;
- altezza della soglia rispetto al canale di gronda: 1 m;
- lunghezza della soglia: 15 m;
- portata di massima piena duecentennale in arrivo da monte: 23,5 m<sup>3</sup>/s;
- portata massima scaricata dallo sfioratore nell'invaso di Monte Alto in condizioni di piena duecentennale: 20,15 m<sup>3</sup>/s;
- portata massima scaricata dal canale di gronda ovest verso il Rio Secco in condizioni di piena duecentennale: 3,35 m<sup>3</sup>/s;
- portata di massima piena millenaria in arrivo da monte: 44,6 m<sup>3</sup>/s;
- portata massima scaricata dallo sfioratore nell'invaso di Monte Alto in condizioni di piena millenaria: 39,5 m<sup>3</sup>/s;
- portata massima scaricata dal canale di gronda sud verso il Rio Secco in condizioni di piena millenaria: 5,1 m<sup>3</sup>/s.

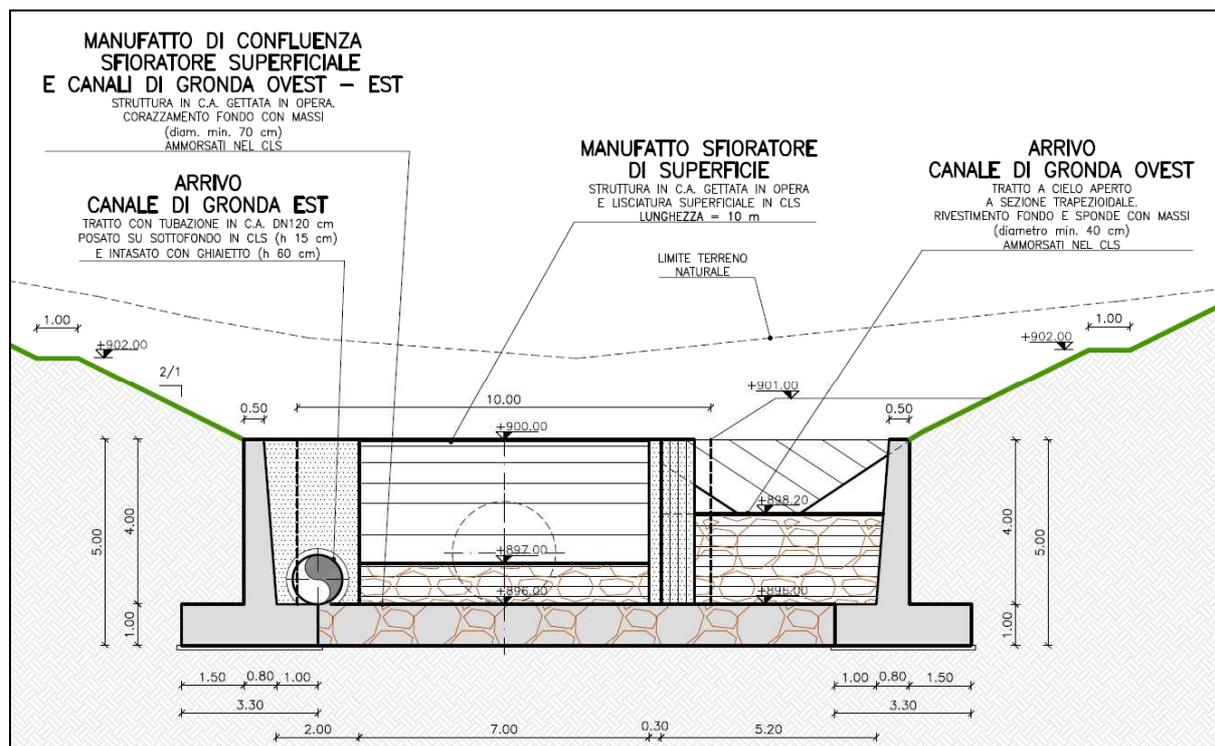
Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici (483-01E-ET-DDB-106).

### 3.4 MANUFATTO DI CONFLUENZA DEI CANALI DI GRONDA E CONDOTTA DI SCARICO NEL RIO SECCO

I due rami del sistema di gronda dell'invaso di Monte Alto, ovest ed est, confluiscono in un unico manufatto, riportato in pianta nella Figura 7, posto a nord-est dell'invaso stesso.



**Figura 7 – Planimetria manufatto di confluenza dei canali di gronda**



**Figura 8 – Sezione manufatto di confluenza dei canali di gronda**

L'immissione del canale di gronda ovest avviene attraverso uno scivolo che collega il canale a cielo aperto a sezione trapezia ( $b=1,5$  m,  $h=2,0$  m, inclinazione sponde  $3/2$  e  $i=2\%$ ) in massi ammorsati nel calcestruzzo, avente una quota di fondo di  $898,20$  m s.m., con la platea del manufatto di confluenza, posta a quota  $896,0$  m s.m..

Il canale di gronda est, invece, si immette direttamente sul fondo del manufatto di confluenza mediante un tratto di tubazione in c.a. DN 1200 mm, che passa al di sotto della strada di servizio.

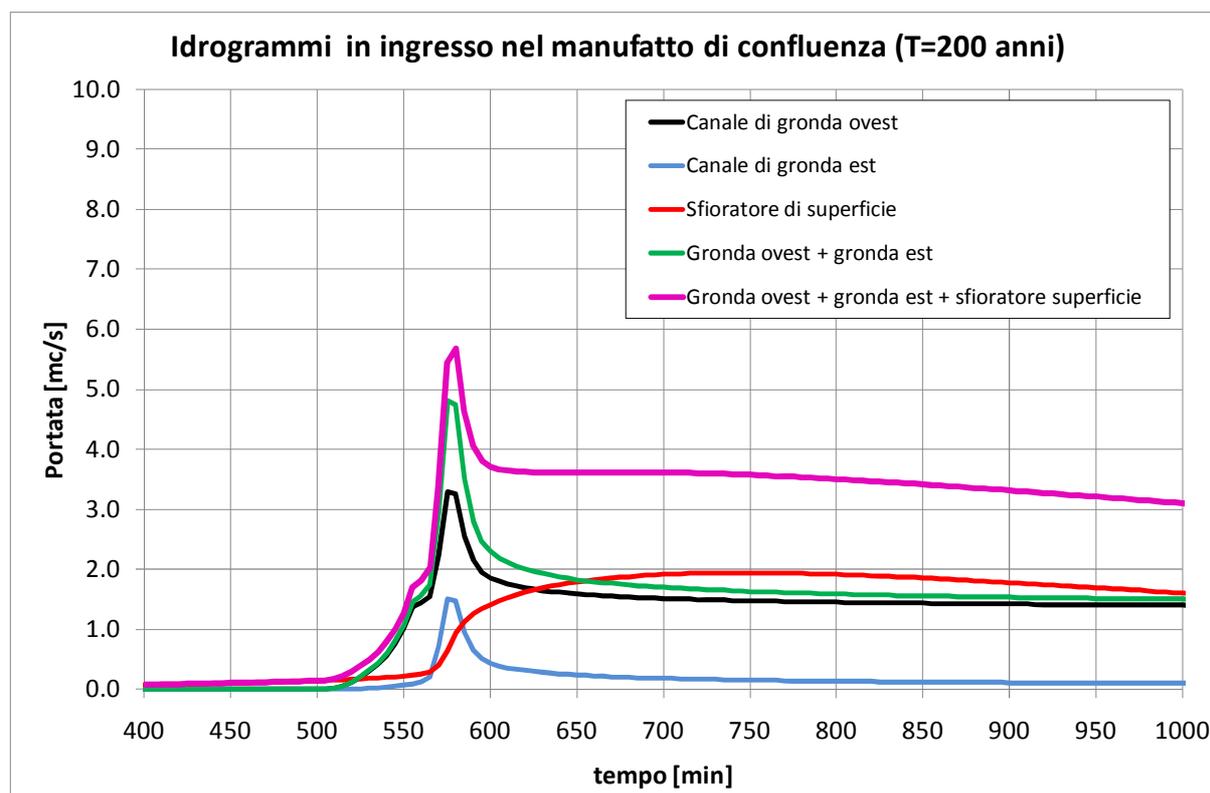
Nel presente manufatto confluisce anche lo scarico dello sfioratore di superficie dell'invaso di Monte Alto (v. successivo paragrafo 4.1).

Nelle figure seguenti sono riportati gli idrogrammi in ingresso a tale manufatto per  $T=200$  anni e per  $T=1000$  anni.

E' bene specificare che la somma tra gli idrogrammi provenienti dai due rami del canale di gronda con l'idrogramma scaricato dallo sfioratore di superficie si potrà verificare solo se l'evento di piena si avrà in condizioni di invaso pieno (livello idrico invaso pari  $900,00$  m s.m.). Siccome l'invaso di Monte Alto ha una gestione settimanale (in Figura 11 è riportato un grafico esemplificativo della gestione dell'invaso), tale livello si verificherà generalmente solo per un giorno alla settimana (tra domenica mattina e lunedì mattina) e quindi la

probabilità che l'evento di piena con  $T=200$  o  $T=1000$  anni si verifichi proprio in quel periodo è ancora più bassa rispetto alla probabilità degli eventi di piena di riferimento.

Pertanto, è corretto ritenere che la portata di piena che dal manufatto di confluenza viene scaricata nel Rio Secco sia pari a circa  $5 \text{ m}^3/\text{s}$  per  $T=200$  anni e pari a circa  $8 \text{ m}^3/\text{s}$  per  $T=1000$  anni.



**Figura 9 – Idrogrammi in ingresso nel manufatto di confluenza per T=200 anni**

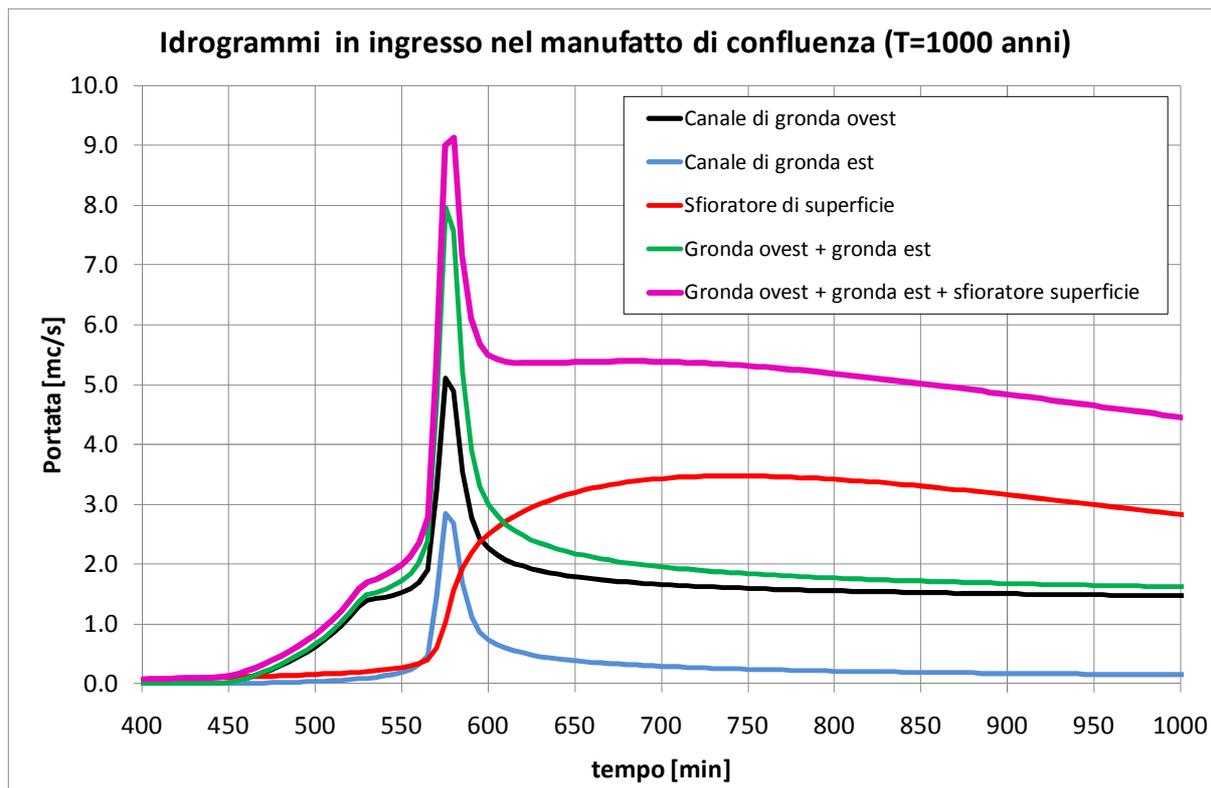


Figura 10 – Idrogrammi in ingresso nel manufatto di confluenza per T=1000 anni

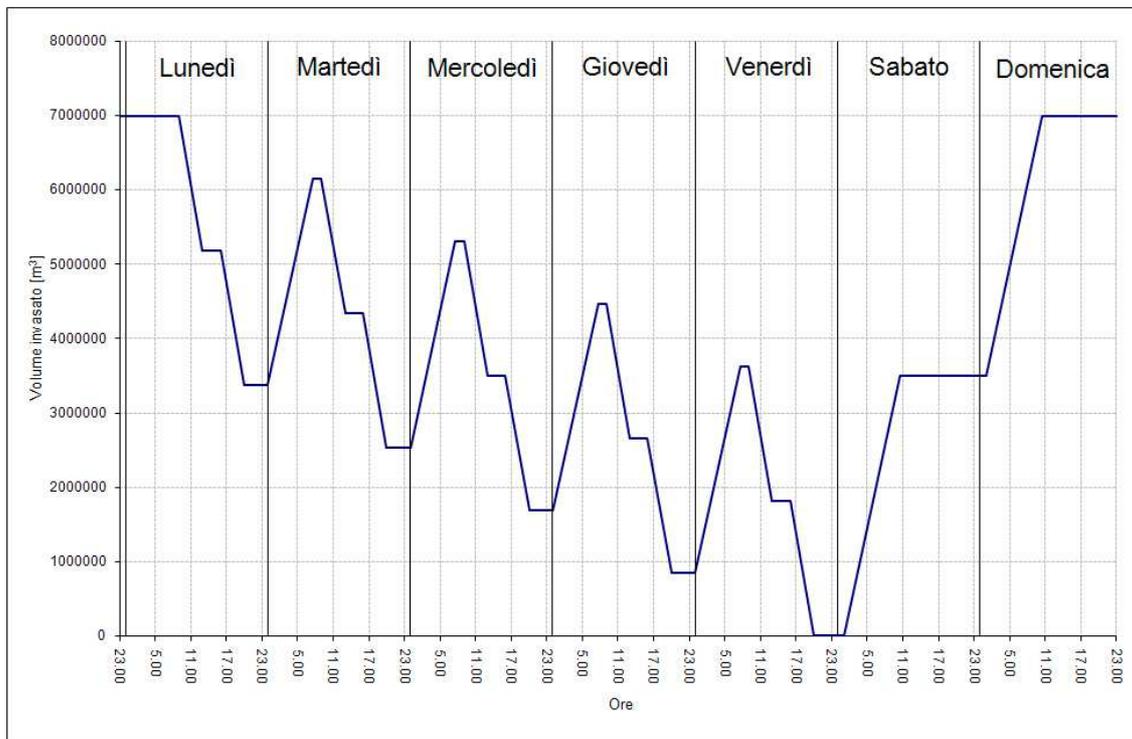


Figura 11 – Grafico esemplificativo della gestione settimanale del volume di invaso di Monte Alto

Le portate convogliate nel manufatto di confluenza verranno poi immesse all'interno dell'alveo del Rio Secco mediante una tubazione interrata in c.a. DN 2500 mm, in parte realizzata con la tecnica del microtunnelling, necessaria per superare il promontorio presente ed evitare fronti di scavo eccessivi.

La tubazione di scarico nel Rio Secco avrà una quota di fondo pari a 895,9 m s.m. nella sezione di monte, mentre nella sezione di valle, dove si avrà l'immissione nel Rio Secco, sarà pari a circa 885 m s.m.. La lunghezza della tubazione sarà pari a circa 290 m, per cui la pendenza media sarà pari a circa 3,7%. Il primo tratto in microtunnelling, sarà caratterizzato da una pendenza pari a circa il 3‰.

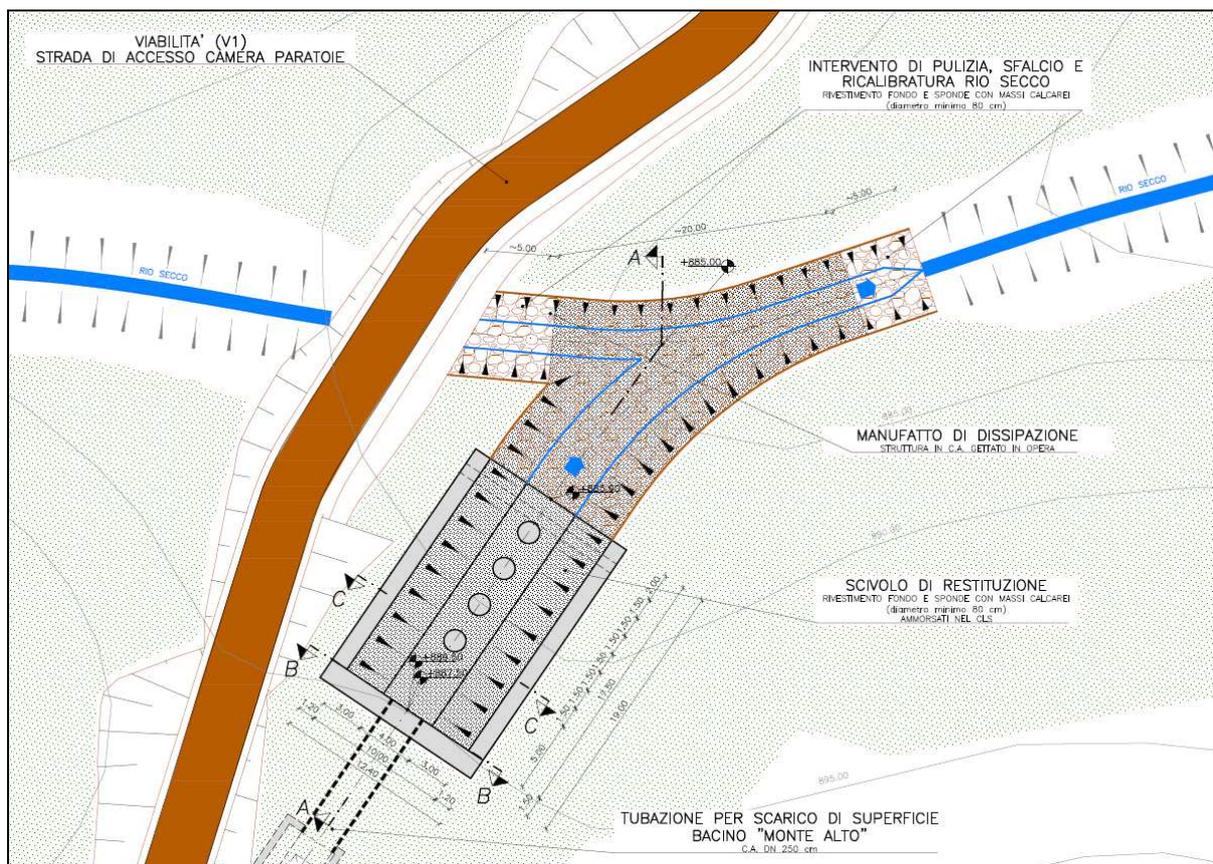
Considerando un coefficiente di scabrezza di Strickler pari a  $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , si ha che nel primo tratto la suddetta portata di piena con  $T=200$  anni, pari a circa  $5 \text{ m}^3/\text{s}$  (gronda ovest + gronda est) potrà transitare con un tirante pari a circa 1,05 m (in condizioni di moto uniforme).

Tale condotta è in grado di convogliare anche la portata di piena millenaria massima di  $9 \text{ m}^3/\text{s}$  (gronda ovest + gronda est + sfioratore di superficie), con un tirante di 1,5 m (in condizioni di moto uniforme).

Anche in questo caso le dimensioni dell'opera sono superiori rispetto alle necessità idrauliche, in quanto si è tenuto in conto della necessità di garantire l'accessibilità ai manufatti per le operazioni di manutenzione e pulizia.

In corrispondenza dello sbocco della condotta nell'alveo naturale del Rio Secco è prevista la realizzazione di un manufatto di dissipazione dell'energia della corrente idrica scaricata, al fine di regolarizzare il deflusso entro velocità compatibili con la morfologia del Rio Secco: quest'ultimo sarà localmente protetto mediante corazzamento del fondo e delle sponde con pietrame calcareo, onde prevenire ed evitare inaccettabili scalzamenti ed erosioni.

Per maggiori dettagli tecnici relativi a tali opere idrauliche si rimanda alle tavole 483-01E-ET-DDF-142, 483-01E-ET-DDF-143 e 483-01E-ET-DDF-144.



**Figura 12 – Planimetria manufatto di scarico nel Rio Secco**

## 4. ORGANI DI SCARICO DELL'INVASO DI MONTE ALTO

L'invaso di Monte Alto, come ogni vaso artificiale, è provvisto di opere di scarico, indipendenti dalle opere che consentono il normale funzionamento dell'impianto (opere di presa, condotte forzate, ecc.), tali da garantirne la sicurezza di funzionamento. Le funzioni di queste opere di scarico sono due: smaltire le portate in ingresso da monte che eccedano quelle invasabili e svuotare l'invaso in tempi relativamente rapidi, compatibilmente con la capacità ricettiva del sistema di valle. La prima funzione viene svolta dallo sfioratore di superficie, mentre la seconda dallo scarico di fondo; tali opere vengono di seguito descritte e dimensionate nei loro elementi principali.

### 4.1 SFIORATORE DI SUPERFICIE

Lo sfioratore di superficie ha la funzione di evitare che il livello idrico all'interno dell'invaso superi i massimi valori previsti. In particolare, esso consente lo scarico a valle delle portate di piena che si generano nel bacino idrografico a monte dell'invaso e che vengono in parte convogliate dal canale di gronda nell'invaso attraverso un manufatto di sfioro di troppo pieno (v. paragrafo 3.3). Ovviamente lo sfioratore di superficie entra in funzione quando si verifica un evento di piena e l'invaso è in condizioni di completo riempimento, ossia il livello idrico dell'invaso è pari a 900,00 m s.m..

Siccome l'invaso in oggetto è in parte ottenuto attraverso la realizzazione di un opera di contenimento in materiali sciolti, la normativa prescrive che attraverso lo scarico di superficie deve essere evacuata l'intera portata di piena (con tempo di ritorno pari a 1000 anni).

Inoltre, la normativa prescrive che lo sfioratore di superficie, nel caso in cui l'opera di contenimento sia in materiali sciolti, come quella del presente progetto, deve essere separato dall'opera di contenimento stessa.

Lo sfioratore di superficie previsto nel presente progetto è del tipo a stramazzo, costituito da una soglia fissa in c.a., con il ciglio posto alla quota di massima regolazione pari a 900,00 m s.m., costituita da un'unica luce di lunghezza pari a 10 m. Il profilo trasversale dello sfioratore di superficie è curvilineo; in particolare, il profilo adottato nel presente progetto è quello detto *Creager-Scimemi*, il quale ha la particolarità di evitare il verificarsi di pressioni relative negative al di sotto della vena effluente e quindi il pericolo di fenomeni di attacco e stacco sul paramento in c.a..

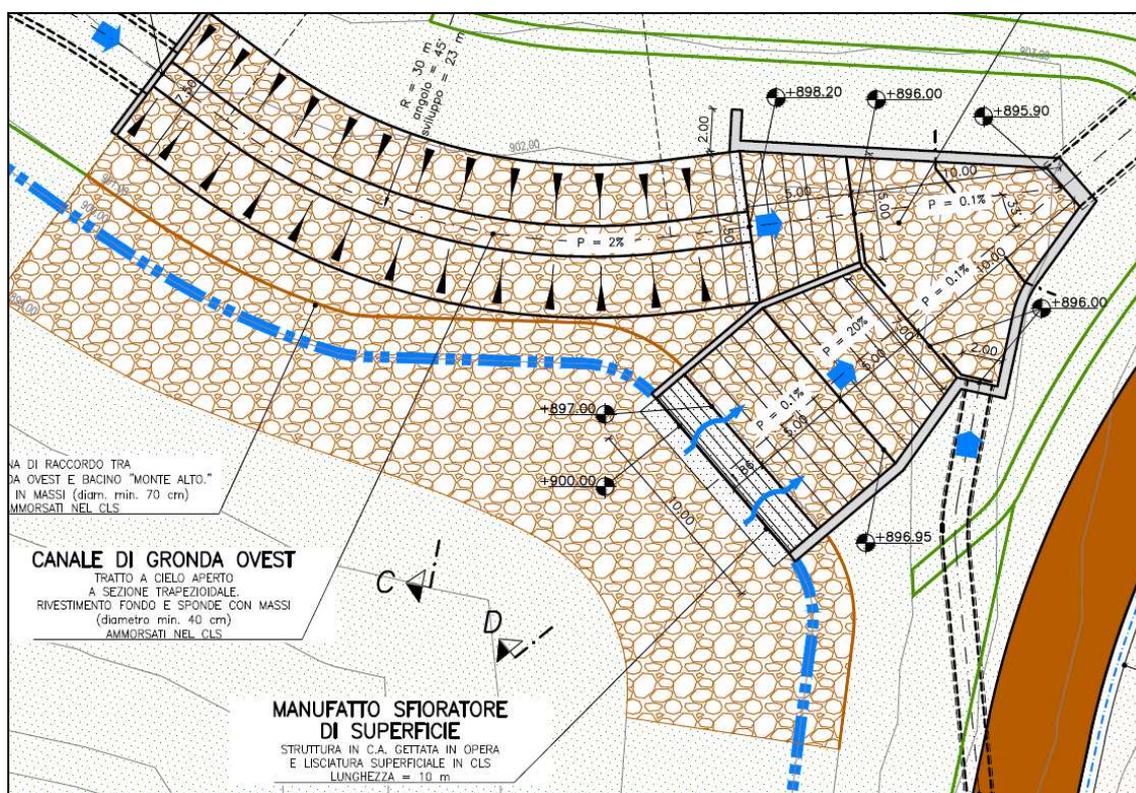
A monte della soglia sfiorante è prevista una zona di raccordo con la sponda dell'invaso, realizzata in massi intasati con calcestruzzo.

A valle del profilo *Creager-Scimemi* è prevista una platea di lunghezza 5 m e larghezza 10 m, posta a quota 897,0 m s.m., a valle della quale è previsto uno scivolo di 5 m di sviluppo, con pendenza pari al 20% e larghezza decrescente da 10 a 7 m, che si raccorda con un manufatto di confluenza, nel quale si immettono anche i tratti terminali dei due rami del canale di gronda (ramo ovest, ramo est).

Lo sfioratore è una struttura in c.a. gettata in opera e lisciata superficialmente, mentre sia la platea che lo scivolo sono in massi ammorsati nel calcestruzzo.

Dal manufatto di confluenza si diparte una tubazione di diametro pari a 2,5 m, che ha la funzione di recapitare nel Rio Secco le portate provenienti dallo sfioratore di superficie e dai canali di gronda.

Nella Figura 13 e nella Figura 14 sono riportati alcuni dettagli dello sfioratore di superficie. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici (483-01E-ET-DDB-104 e 483-01E-ET-DDB-105).



**Figura 13 – Planimetria sfioratore di superficie dell'invaso di Monte Alto**

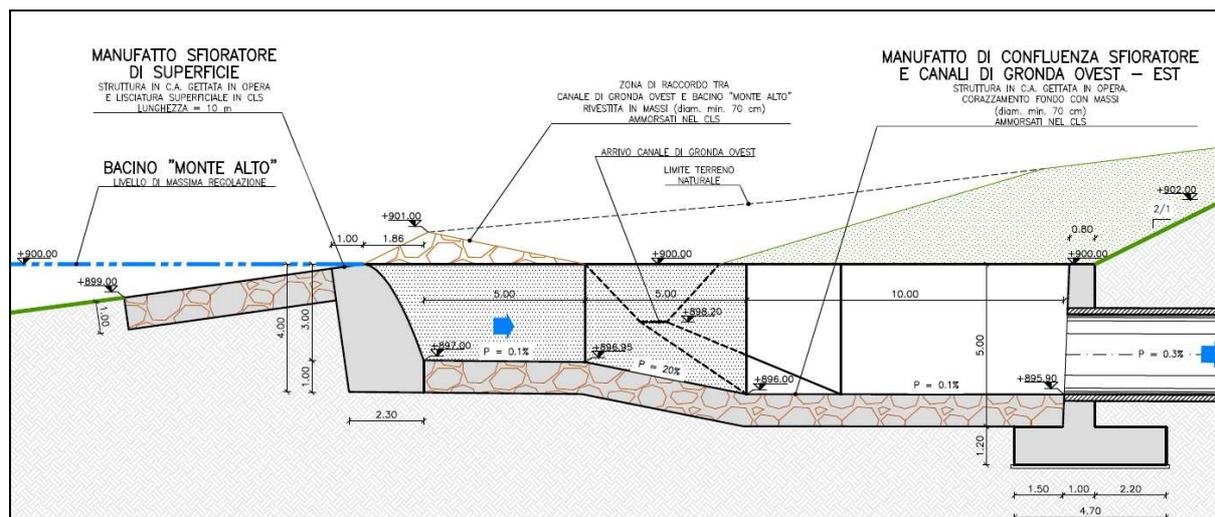


Figura 14 – Profilo longitudinale sfioratore di superficie dell'invaso di Monte Alto

#### 4.1.1 Dimensionamento idraulico dello sfioratore di superficie per T=1000 anni

Per effettuare il dimensionamento idraulico dello sfioratore di superficie dell'invaso di Monte Alto occorre tenere in conto dei seguenti elementi:

- portata di piena in ingresso;
- effetto di laminazione dell'invaso;
- geometria e funzionamento dell'organo di scarico (sfioratore di superficie);
- quota di massimo invaso;
- quota di massima regolazione dell'invaso, pari a 900,00 m s.m.;
- quota di coronamento dell'invaso, pari a 903,00 m s.m..

Secondo la normativa del R.I.D., il valore del franco di sicurezza che occorre garantire, pari alla differenza tra la quota di coronamento e la quota di massimo invaso, è pari alla somma tra il franco netto (funzione dell'altezza dell'opera di ritenuta) e della semiampiezza delle onde dello specchio liquido del serbatoio (funzione della velocità del vento e del fetch a fronte dell'opera di ritenuta).

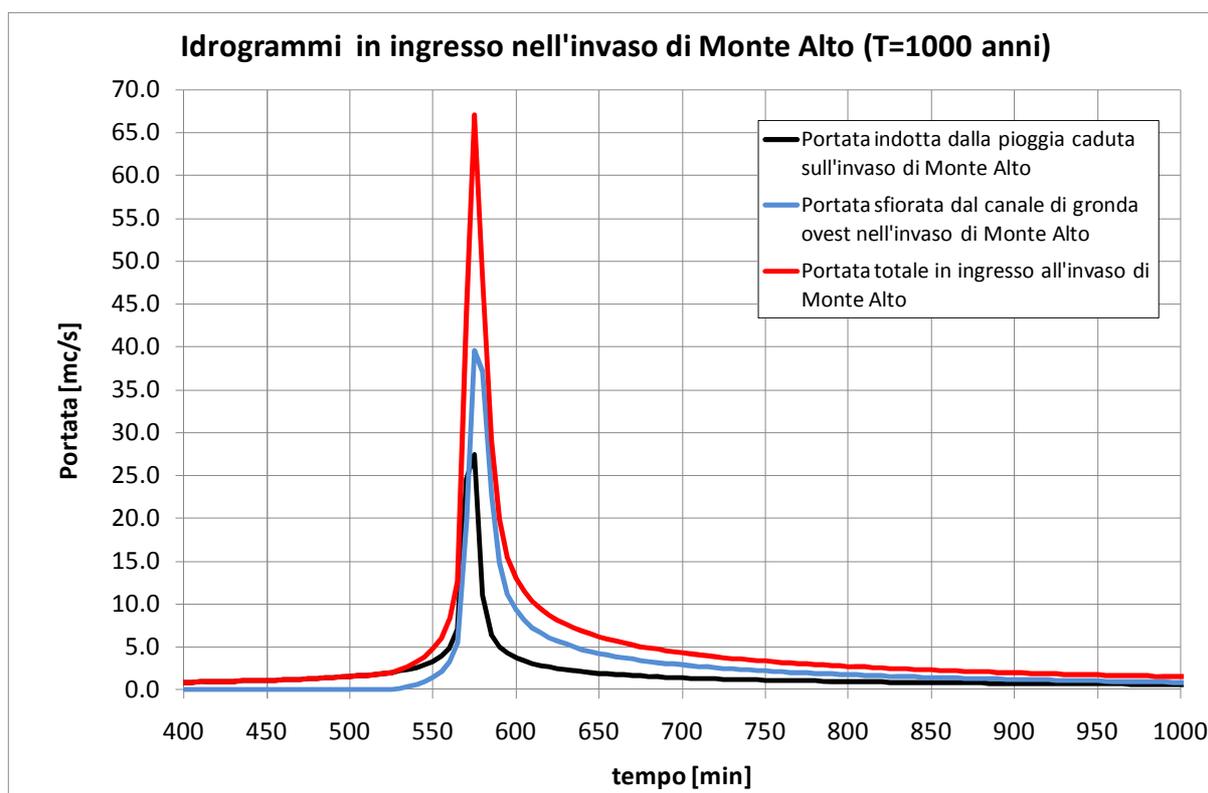
Nel caso in oggetto e in base a quanto indicato dalla normativa (Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici - 24 marzo 1982), siccome l'argine di contenimento è in materiali sciolti ed è caratterizzato da un'altezza pari a 9 m, quindi inferiore a 15 m, si ha che il franco netto è pari a 1,5 m; considerando poi, a favore di sicurezza, una velocità del vento pari a 100 km/h e tenendo conto che la lunghezza massima del *fetch* è pari a circa 1 km, l'ampiezza massima delle onde nell'invaso è pari a 1,09 m. Pertanto, il franco di sicurezza è pari a 2,04 m (1,5 +

1,09/2). Poiché la quota di coronamento è pari a 903,00 m s.m., la quota di massimo invaso deve essere inferiore a 900,96 m s.m., come esposto qui di seguito.

Per quanto riguarda le portate in ingresso all'invaso di Monte Alto si rimanda a quanto contenuto nella relazione idrologica (elaborato n. 483-01E-ET-RDA-030), relativamente alla portata di piena che si genera nel bacino idrografico sotteso ed alla precipitazione che cade direttamente sullo specchio liquido, e tenendo conto di quanto riportato in precedenza (v. paragrafo 3.3.1.), per quanto concerne la portate di piena immessa nell'invaso dallo sfioratore del canale di gronda.

Nel caso specifico, per il dimensionamento dello sfioratore di superficie occorre fare riferimento ad eventi di piena caratterizzati da un tempo di ritorno pari a 1000 anni (art. 4 D.L. 79/04 e relative disposizioni attuative).

Nella Figura 17 si riporta l'idrogramma di piena ottenuto come somma dei due precedenti contributi (v. relazione idrologica, elaborato n. 483-01E-ET-RDA-030), da cui si evince che la massima portata di piena è pari a 67 m<sup>3</sup>/s.



**Figura 15 – Idrogramma di piena (T=1000 anni) afferente all'invaso di Monte Alto**

Il processo di laminazione che avviene nell'invaso è descritto dal seguente sistema di equazioni:

- equazione differenziale di continuità:

$$Q_e(t) - Q_u(t) = \frac{dW(t)}{dt}$$

- legge di efflusso dello sfioratore di superficie a stramazzo:

$$Q_u = \mu \cdot L \cdot h(t)^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$$

- curva d'invaso, che esprime il legame tra il volume invasato ed il battente idrico  $h$  nell'invaso:

$$W = W[H(t)]$$

Dove  $Q_e(t)$  rappresenta la portata entrante,  $Q_u(t)$  la portata uscente,  $W(t)$  il volume invasato,  $H(t)$  il battente idrico nell'invaso e  $h(t)$  l'innalzamento del pelo libero indisturbato nell'invaso, misurato dal punto più elevato del ciglio sfiorante.

La legge di efflusso dello sfioratore a stramazzo ad asse rettilineo è:

$$Q(t) = \mu \cdot L \cdot h(t)^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$$

dove:

- $Q(t)$  è la portata sfiorata [ $\text{m}^3/\text{s}$ ];
- $\mu$  è il coefficiente di efflusso, pari a 0.48, tenendo conto del profilo tipo Creager;
- $L$  è la lunghezza dello sfioratore [m];
- $h(t)$  è l'innalzamento del pelo libero indisturbato nel serbatoio, misurato dal punto più elevato del ciglio sfiorante [m].

La curva d'invaso, considerando che all'istante iniziale l'invaso sia alla quota di massima regolazione pari a 900,00 m s.m. (condizione più sfavorevole), può essere assunta pari a:

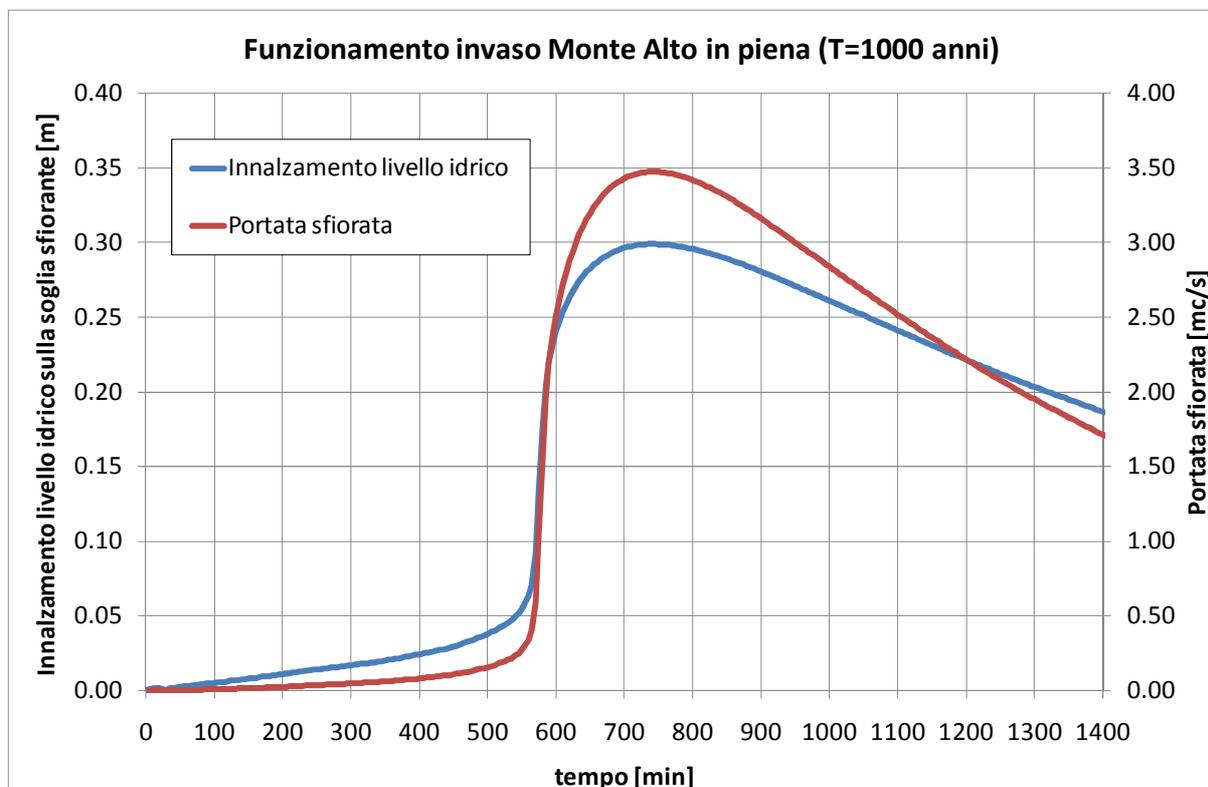
$$W(t) = S_{H=900} \cdot h(t)$$

dove:

- $S_{H=900}$  è la superficie dell'invaso alla quota di massima regolazione di 900 m s.m., pari a circa 400'000  $\text{m}^2$ ;
- $h(t)$  è l'innalzamento del pelo libero dell'invaso, misurato dal punto più elevato del ciglio sfiorante [m].

Avendo imposto una lunghezza dello sfioratore di superficie pari a 10 m, la risoluzione del precedente sistema di equazioni porta a definire, in ogni istante di tempo, il livello idrico

dell'invaso e la portata sfiorata dallo scarico di superficie (Figura 16). Si osserva che il massimo livello raggiunto nell'invaso durante l'evento di piena è pari a 30 cm (quota pari a 900,30 m s.m.) e la massima portata sfiorata è pari a circa 3,5 m<sup>3</sup>/s.



**Figura 16 – Funzionamento dell'invaso di Monte Alto e dello sfioratore di superficie in condizioni di piena (T=1000 anni)**

Considerando poi, con ulteriore ipotesi cautelativa, il caso in cui il canale di gronda non funzioni, ossia che tutta la portata di piena drenata dal bacino imbrifero si immetta direttamente nell'invaso di Monte Alto, si ha che a fronte di un idrogramma di piena in ingresso (v. Figura 17) caratterizzato da una portata al colmo pari a 75 m<sup>3</sup>/s, a parità di altre condizioni, il massimo livello raggiunto sulla soglia di sfioro è pari a 37 cm, approssimabile a 40 cm (quota pari a 900,40 m s.m.) e la massima portata sfiorata è pari a circa 4,7 m<sup>3</sup>/s (v. Figura 18).

Come si vede, la suddetta quota di massimo invaso risulta essere inferiore al valore massimo ammissibile, determinato in precedenza, pari a 900,96 m s.m..

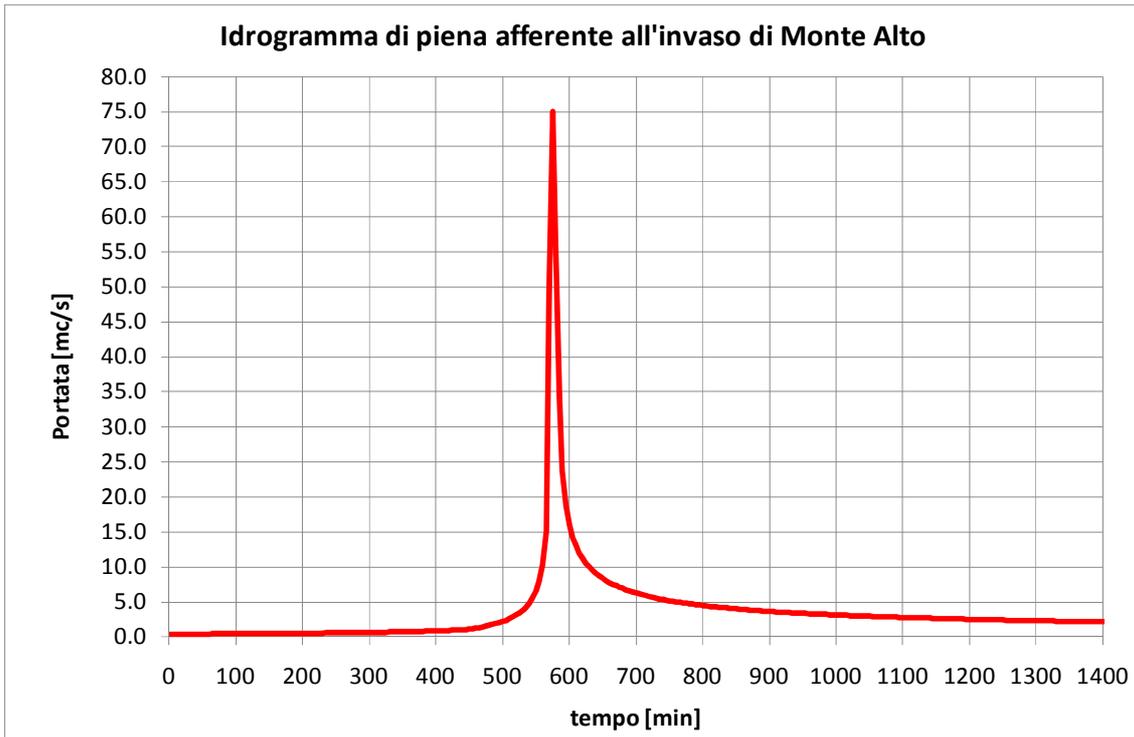


Figura 17 – Idrogramma di piena (T=1000 anni) afferente all’invaso di Monte Alto nel caso di mancato funzionamento del canale di gronda

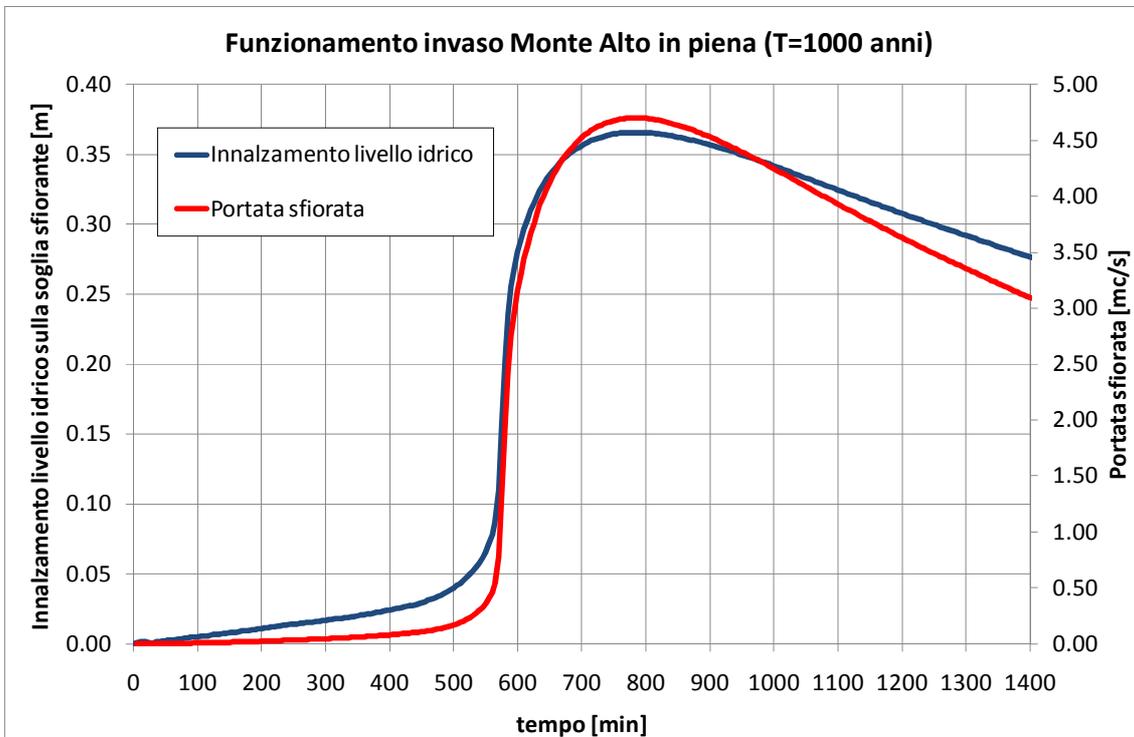


Figura 18 – Funzionamento dell’invaso di Monte Alto e dello sfioratore di superficie in condizioni di piena (T=1000 anni) nel caso di mancato funzionamento del canale di gronda

Si ricorda che i risultati sopra descritti sono relativi al caso, più sfavorevole, in cui l'evento di piena si verifichi in condizioni di massima regolazione dell'invaso (900 m s.m.). Tale quota, avendo l'invaso di Monte Alto un regime settimanale (v. precedente Figura 11), si verificherà generalmente solo per un giorno alla settimana (tra domenica mattina e lunedì mattina). Negli altri periodi, in cui il livello idrico nell'invaso sarà inferiore al ciglio dello sfioratore di superficie, l'idrogramma di piena verrà invasato all'interno del bacino di Monte Alto senza che si attivi lo sfioratore di superficie, oppure attivandolo parzialmente.

#### 4.1.2 Verifica idraulica dello sfioratore di superficie per T=200 anni

Applicando la medesima procedura del precedente paragrafo, è possibile determinare il comportamento dello sfioratore di superficie per un evento di piena caratterizzato da un tempo di ritorno pari a 200 anni.

Considerando le medesime ipotesi, ossia che all'istante iniziale dell'evento l'invaso abbia una quota idrica pari al livello di massima regolazione di 900 m s.m., e la stessa geometria, si ha che, a fronte di un idrogramma di piena in ingresso (v. Figura 19) caratterizzato da una portata al colmo pari a circa 45 m<sup>3</sup>/s, si ha che il massimo livello raggiunto sulla soglia di sfioro è pari a 20 cm (quota pari a 900,20 m s.m.) e la massima portata sfiorata è pari a circa 1,9 m<sup>3</sup>/s (v. Figura 20).

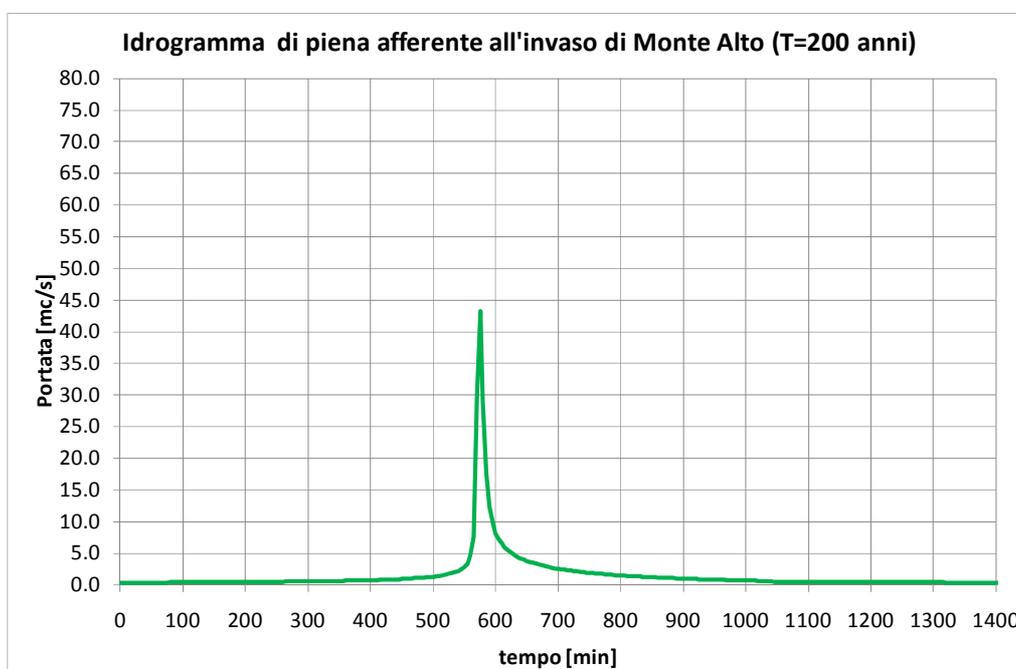


Figura 19 – Idrogramma di piena (T=200 anni) afferente all'invaso di Monte Alto

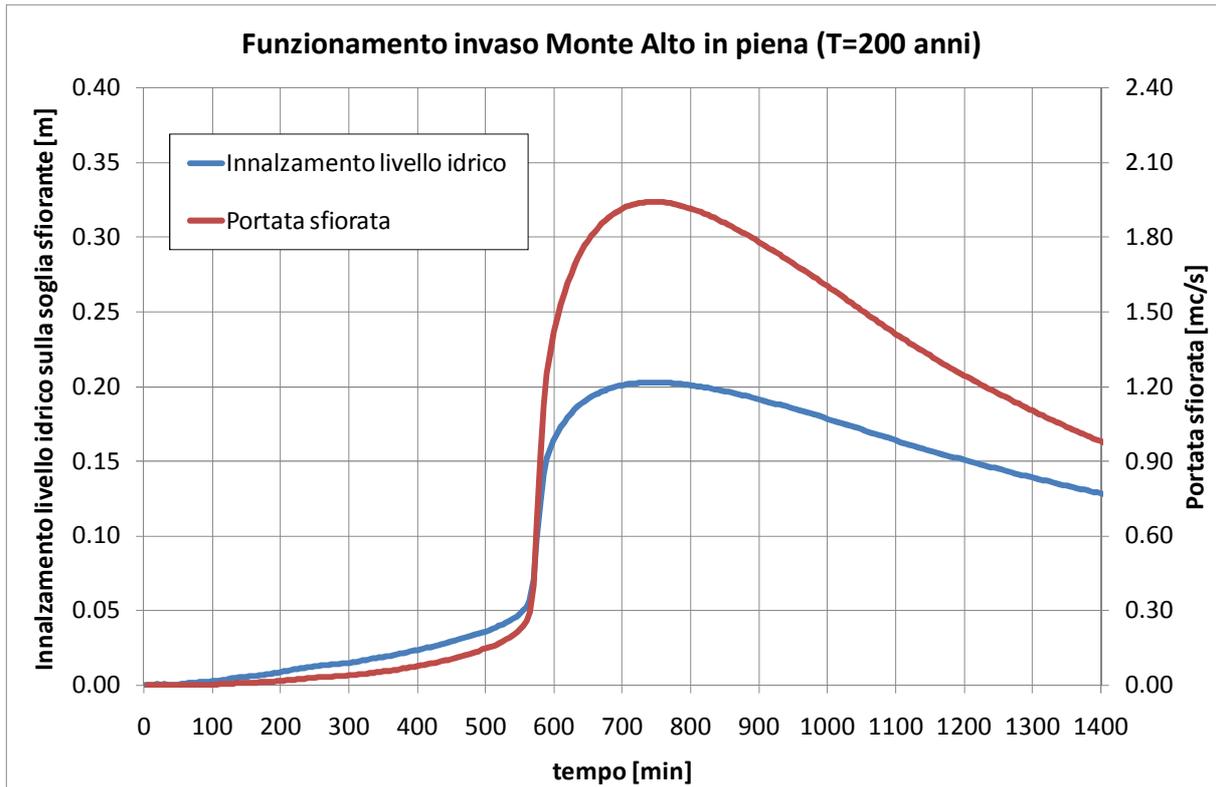


Figura 20 – Funzionamento dell’invaso di Monte Alto e dello sfioratore di superficie in condizioni di piena (T=200 anni)

#### 4.1.3 Tracciamento del profilo trasversale dello sfioratore di superficie

Come affermato in precedenza, il profilo trasversale dello sfioratore di superficie è curvilineo; in particolare, il profilo adottato nel presente progetto è quello detto *Creager-Scimemi*. Tale profilo ha la particolarità di evitare il verificarsi di pressioni relative negative al di sotto della vena effluente e quindi il pericolo di fenomeni di attacco e stacco di questa sul paramento in c.a..

L’equazione relativa è la seguente:

$$\frac{y}{h_{\max}} = 0.47 \left( \frac{x}{h_{\max}} \right)^{1.8}$$

dove:

- $x$  e  $y$  rappresentano le coordinate orizzontale e verticale dei punti del profilo secondo quanto riportato nello schema di Figura 21;
- $h_{\max}$  rappresenta il massimo sopraelevamento al di sopra del ciglio sfiorante.

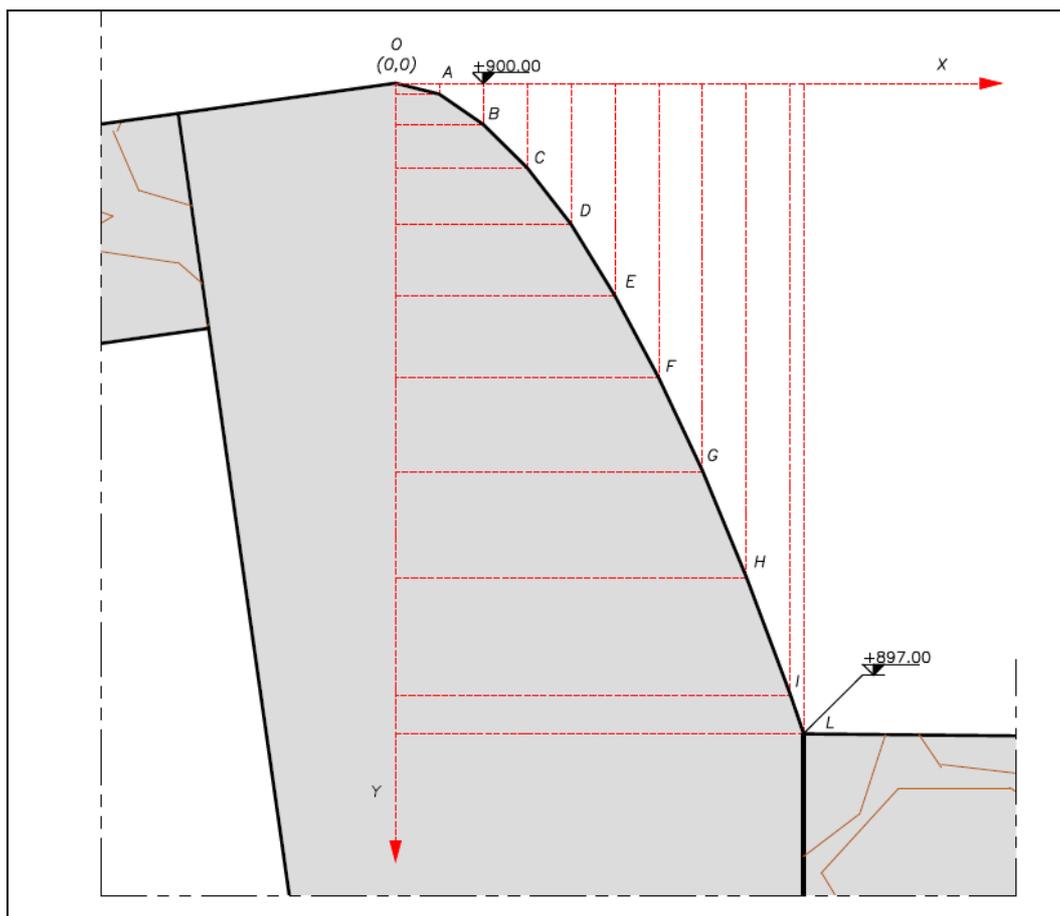


Figura 21 – Schema profilo sfioratore *Creager-Scimemi*

Considerando che durante la massima piena il valore di  $h_{max}$  è pari a circa 0,4 m (v. paragrafo 4.1.1), le coordinate  $x$  e  $y$  del profilo sono riportate nella tabella seguente.

Tabella 2: Coordinate profilo trasversale sfioratore di superficie

punto	x [m]	y [m]	y [m s.m.]
0	0.0	0.00	900.00
A	0.2	0.05	899.95
B	0.4	0.19	899.81
C	0.6	0.39	899.61
D	0.8	0.65	899.35
E	1.0	0.98	899.02
F	1.2	1.36	898.64
G	1.4	1.79	898.21
H	1.6	2.28	897.72
I	1.8	2.82	897.18
L	1.86	2.99	897.01

#### 4.1.4 Principali caratteristiche dello sfioratore di superficie

Di seguito si riportano le principali caratteristiche dello sfioratore di superficie:

- quota di coronamento della soglia: 900,00 m s.m.;
- quota a valle della soglia: 897,00 m s.m.;
- lunghezza della soglia: 10 m;
- portata di massima piena millenaria in ingresso nell'invaso (con canale di gronda in funzione): 68 m<sup>3</sup>/s;
- portata massima scaricata dallo sfioratore in condizioni di piena millenaria (con canale di gronda in funzione): 3,5 m<sup>3</sup>/s;
- quota di massimo invaso in condizioni di piena millenaria (con canale di gronda in funzione): 900,30 m s.m.;
- portata di massima piena millenaria in ingresso nell'invaso (senza canale di gronda in funzione): 75 m<sup>3</sup>/s;
- portata massima scaricata dallo sfioratore in condizioni di piena millenaria (senza canale di gronda in funzione): 4,7 m<sup>3</sup>/s;
- quota di massimo invaso in condizioni di piena millenaria (senza canale di gronda in funzione): 900,37 m s.m..

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici (483-01E-ET-DDB-104 e 483-01E-ET-DDB-105).

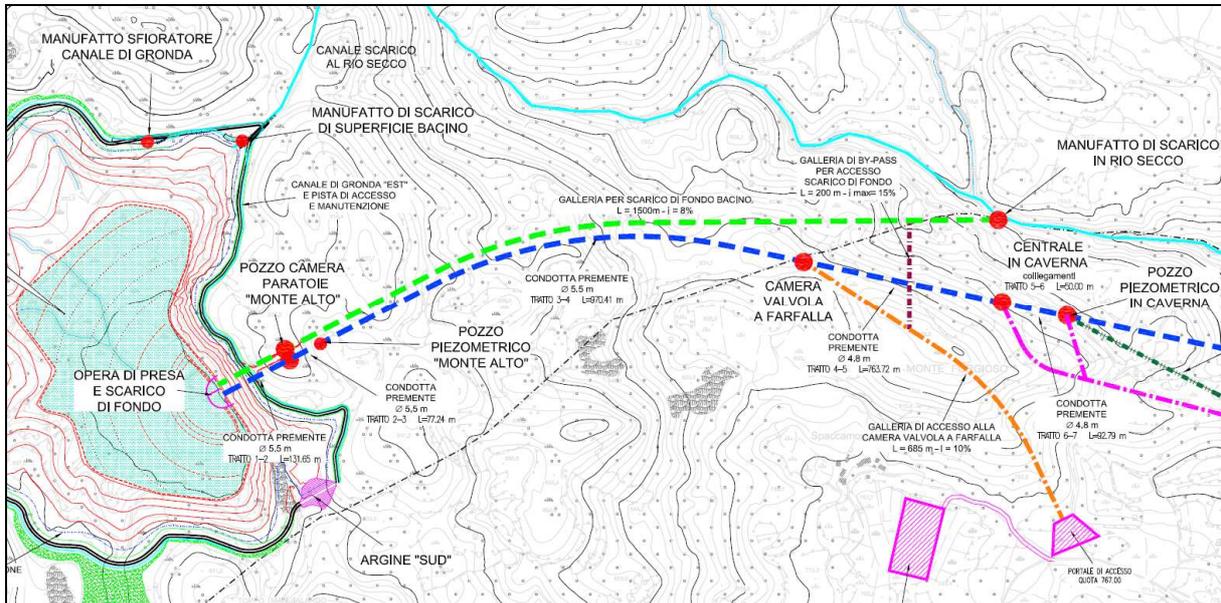
#### 4.2 SCARICO DI FONDO

Al fine di garantire la completa sicurezza idraulica dell'impianto, nonché la versatilità gestionale in occasione di interventi ordinari e straordinari di manutenzione sulle opere costituenti l'impianto in oggetto, è prevista la realizzazione di uno scarico di fondo del bacino di accumulo di Monte Alto.

Tale scarico permette di svuotare parzialmente o totalmente il bacino di Monte Alto, con recapito delle acque all'interno dell'alveo del Rio Secco.

Tale opera è costituita da una galleria di diametro utile  $\phi$  4,0 m, lunghezza complessiva di 1'500 m e pendenza di fondo pari all'8,0 % circa; l'imbocco è previsto sul fondo dell'invaso di Monte Alto alla quota di 863,0 m s.m., a lato dell'opera di presa. Tali dimensioni non hanno una reale necessità idraulica, ma sono tali da consentire il transito di mezzi d'opera per svolgere operazioni di manutenzione sul fondo dell'invaso di Monte Alto. Nella Figura 22 si

riporta lo schema planimetrico dello scarico di fondo. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici (483-01E-ET-DDC-130, 483-01E-ET-DDC-131 e 483-01E-ET-DDF-140).



**Figura 22 – Schema planimetrico dello scarico di fondo dell'invaso di Monte Alto (linea verde)**

Il dimensionamento idraulico dello scarico di fondo consiste essenzialmente nel determinare l'apertura della paratoia di regolazione (dim. utili 2,5 x 2,0 m) attraverso la quale consentire il completo svuotamento dell'invaso in un determinato intervallo di tempo, con un valore di portata massima allo scarico compatibile con il sistema ricettore di valle (Rio Secco).

In particolare, per il dimensionamento dello scarico di fondo si è considerato di poter scaricare nel Rio Secco una portata massima pari a circa 10 m<sup>3</sup>/s. L'immissione della portata nel Rio Secco avviene ai piedi del Monte Forgioso, a quota pari a circa 750 m s.m., ad una distanza di circa 1'800 m dalla sorgente del Rio Secco, dove il bacino idrografico ha un'estensione pari a circa 1,5 kmq e la portata di piena centennale è pari a circa 12 m<sup>3</sup>/s (18 m<sup>3</sup>/s per T=200 anni).

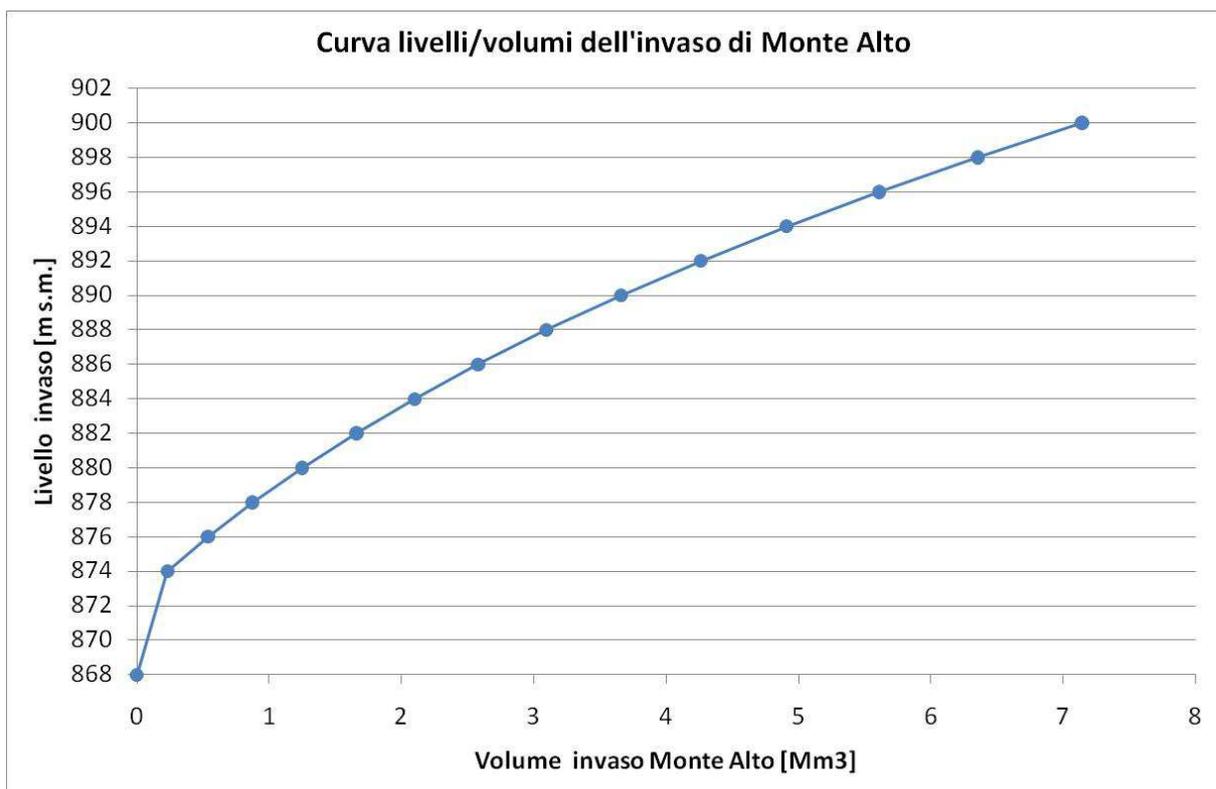
Per il dimensionamento e la verifica dello scarico di fondo si è applicato il teorema di Bernoulli tra la sezione di imbocco e quella a valle della paratoia di regolazione, tenendo conto delle perdite di carico distribuite e concentrate. L'applicazione di tale teorema conduce alla seguente relazione:

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

dove

- $Q$  è la portata di scarico, variabile nel tempo;
- $\mu$  è il coefficiente di efflusso della vena effluente al di sotto della paratoia, posto pari a 0,6;
- $A$  è l'area della luce di efflusso al di sotto della paratoia, avente una larghezza di 2,0 m;
- $H$  è il carico a monte dell'imbocco rispetto al baricentro della luce di efflusso al di sotto della paratoia;
- $\Delta h$  sono le perdite di carico complessive (distribuite e concentrate) nel tratto tra l'imbocco e la sezione a valle della paratoia.

Il carico  $H$  è variabile durante la fase di svuotamento dell'invaso; il valore di  $H$  in un dato istante si ricava dalla curva livelli/volumi dell'invaso di Monte Alto (Figura 23), in funzione del volume presente all'interno dell'invaso, il quale diminuisce nel tempo in funzione della portata di scarico.



**Figura 23 – Curva livelli/volumi dell'invaso di Monte Alto**

Le perdite di carico distribuite sono state valutate attraverso la seguente formula:

$$\Delta h_d = Q^2 \frac{L}{A^2 \cdot R^2 \cdot k_s^2}$$

dove

- $Q$  è la portata di scarico;
- $L$  è la lunghezza del tratto di condotta di scarico;
- $A$  è la superficie trasversale della condotta di scarico;
- $R$  è il raggio idraulico della condotta di scarico;
- $k_s$  è il coefficiente di scabrezza di Strickler, assunto pari a  $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .

Considerando le caratteristiche geometriche della condotta (v. elaborati 483-01E-ET-DDC-130, 483-01E-ET-DDC-131 e 483-01E-ET-DDF-140) si ha che le perdite di carico distribuite possono essere assunte pari a  $\Delta h_d = 0,0008 \cdot Q^2$ .

Per quanto riguarda, invece, le perdite di carico concentrate, dovute all'imbocco della condotta e ai gargami delle paratoie, esse sono state valutate attraverso la seguente formula:

$$\Delta h_c = k \frac{Q^2}{2g \cdot A^2}$$

dove

- $Q$  è la portata di scarico;
- $k$  è il coefficiente della perdita di carico concentrate posto pari a 1,2 per l'imbocco e a 0,3 per i gargami delle paratoie;
- $A$  è la superficie trasversale della condotta di scarico;

Considerando le caratteristiche geometriche della condotta si ha che le perdite di carico concentrate possono essere assunte pari a  $\Delta h_c = 0,0013 \cdot Q^2$ .

Pertanto le perdite di carico complessive possono essere poste pari a  $\Delta h = 0,002 \cdot Q^2$ .

Utilizzando tutte le precedenti relazioni si è ipotizzato un valore dell'apertura della paratoia e si è determinato, al variare del tempo  $t$ , il valore della portata di scarico, il volume nell'invaso di Monte Alto ed il corrispondente livello idrico.

Nella Figura 24 sono riportati i valori delle suddette grandezze al variare del tempo, avendo imposto un'apertura della paratoia pari a 0,24 m.

La portata massima di scarico è inferiore al suddetto limite di  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ , mentre il tempo necessario per completare lo svuotamento dell'intero invaso è pari a circa 260 ore, poco meno di 11 giorni.

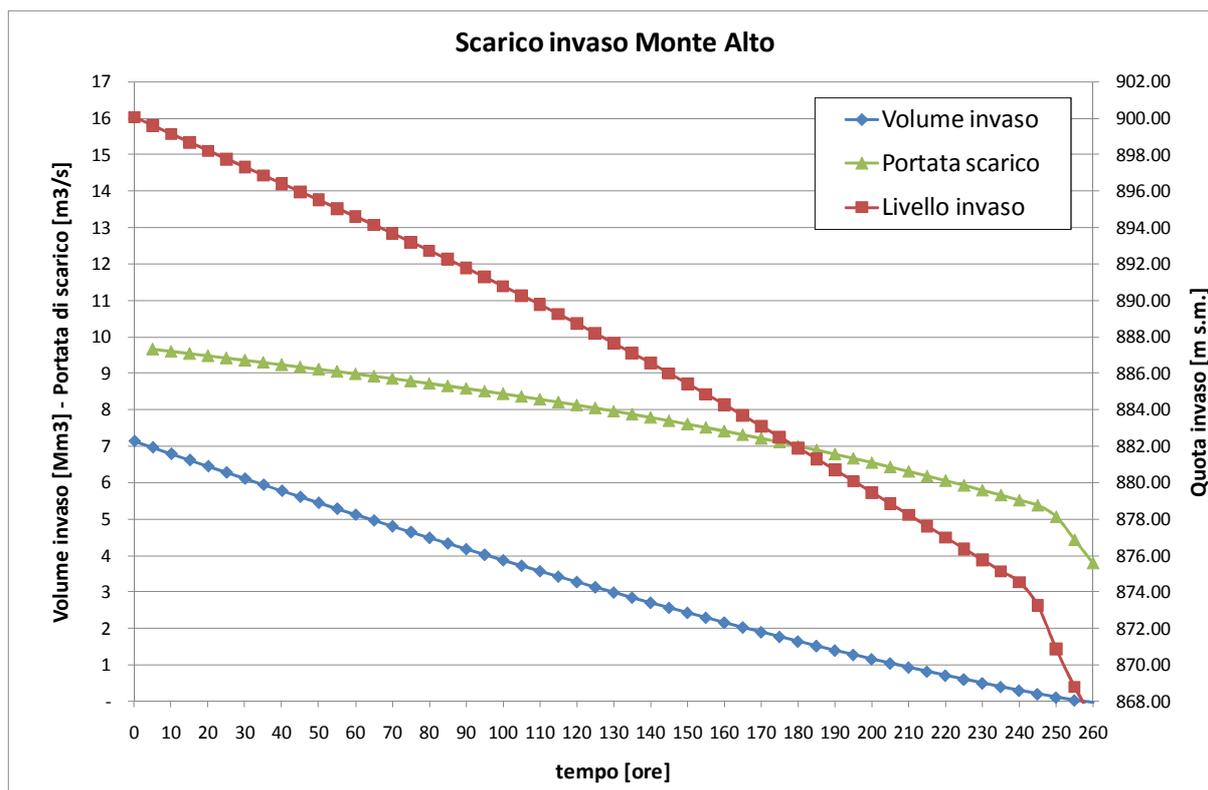


Figura 24 – Risultati svuotamento invaso di Monte Alto

In condizioni di portata massima (istante iniziale) il tirante idrico che si avrà nella galleria di scarico a valle della paratoia di regolazione sarà pari a circa 0,55 m, mentre la velocità massima sarà pari a circa 9,6 m/s.

In corrispondenza dello sbocco della galleria di scarico di fondo nell'alveo naturale del Rio Secco è prevista la realizzazione di un manufatto di dissipazione dell'energia posseduta dalla corrente idrica scaricata (Figura 25), al fine di regolarizzare il deflusso entro velocità compatibili con la morfologia del Rio Secco. Quest'ultimo sarà localmente protetto mediante corrazzamento del fondo e delle sponde con pietrame calcareo, onde prevenire ed evitare inaccettabili scalzamenti ed erosioni.

Si ricorda che i risultati ottenuti sono relativi al caso, più sfavorevole e assolutamente straordinario, in cui si verifici la necessità di svuotare l'intero invaso in condizioni di massima regolazione (900,00 m s.m., che si verifica generalmente solo per un giorno alla settimana) senza poter utilizzare le condotte dell'impianto, le quali in fase di turbinaggio sono in grado di prelevare dall'invaso una portata nominale e costante pari a 126 m<sup>3</sup>/s, che consente di svuotare l'intero invaso in circa 15 ore. Normalmente quindi lo svuotamento dell'invaso di Monte Alto potrà avvenire assai rapidamente attraverso la galleria in pressione

dell'impianto idroelettrico.

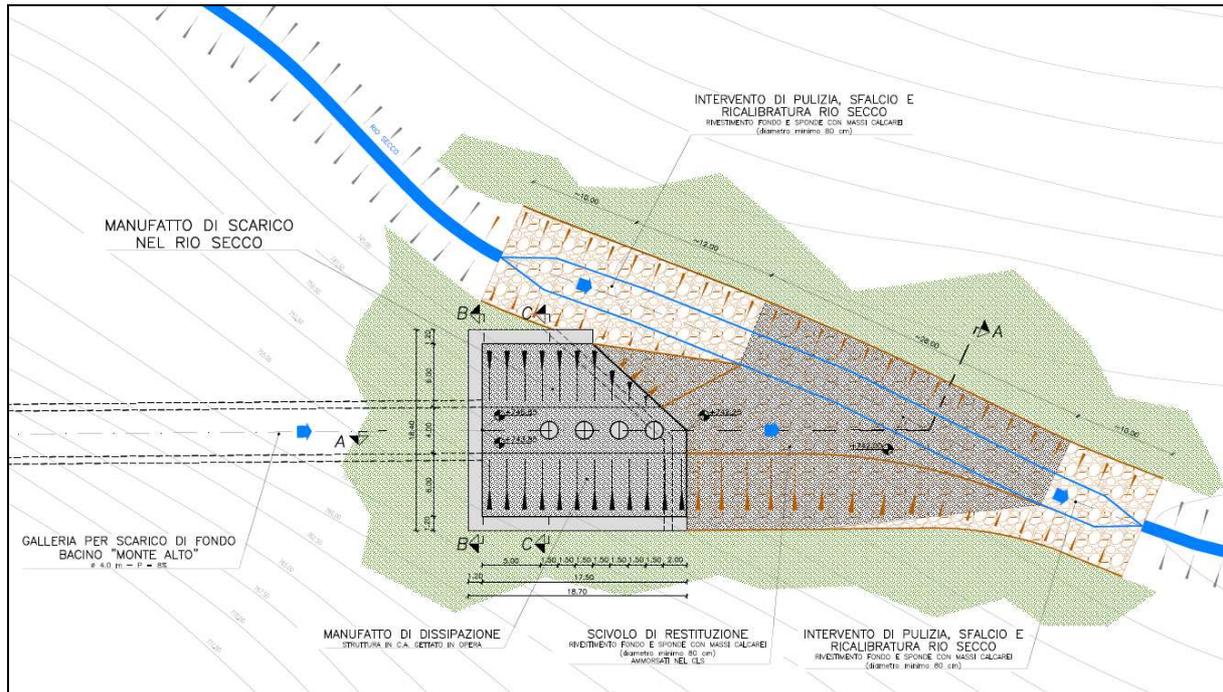


Figura 25 – Planimetria manufatto di scarico nel Rio Secco

## 5. DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE E DELLE RESISTENZE AL MOTO

### 5.1 DIMENSIONAMENTO CONDOTTE

Nella determinazione delle caratteristiche essenziali delle condotte di adduzione di un impianto idroelettrico (diametri e spessori), intervengono fattori idraulici, topografici e funzionali dell'impianto, influenti l'uno sull'altro, per cui il dimensionamento definitivo proviene da un quadro complessivo che offre al progettista lo spunto per individuare i criteri di valutazione più opportuni in base alle diverse esigenze. Per queste ragioni i risultati dei calcoli di dimensionamento non hanno un carattere di assoluta validità, ma vanno raffrontati tra loro ed eventualmente modificati in base ad altri elementi, specifici di ogni caso e difficilmente rappresentabili con strumenti matematici.

Nel caso in esame, in prima ipotesi, si è proceduto con un dimensionamento di massima della condotta forzata, basato su criteri di valutazione del miglior compromesso tra rendimento ottimale e minor costo della condotta, mentre alla galleria in pressione è stato assegnato un diametro iniziale di 7 m per limitare le velocità a valori di circa 3 m/s.

Successivamente, i risultati ottenuti sono stati rivisti e modificati alla luce di problematiche tecnico-economiche specifiche del caso in esame (colpo d'ariete, tecnologie realizzative, costi dei materiali, ecc.) al fine di ottimizzare al meglio le economie di progetto.

Un semplice criterio per la scelta del diametro consiste nel limitare le perdite di carico ad una certa percentuale del salto lordo. In pratica, considerando accettabili perdite di carico pari al 3% del salto lordo disponibile (limite considerato accettabile nella pratica progettuale), mediante l'equazione di Manning per il calcolo delle perdite distribuite è possibile calcolare il minimo diametro che dovrà avere la condotta di adduzione per soddisfare la condizione posta. Nel caso specifico, per la condotta di adduzione all'impianto è stato calcolato il seguente diametro considerando il salto lordo massimo (620 m):

$$D = \left( \frac{10,3 \times n^2 \times Q^2 \times L}{\Delta h} \right)^{0,1875} = \left( \frac{10,3 \times 0,0117^2 \times 126^2 \times 1967}{0,03 \times 620} \right)^{0,1875} = 4,30 \text{ m}$$

$D$  diametro condotta (m);

$n$  Coeff. di Scabrezza di Manning;

$Q$  portata (m<sup>3</sup>/s);

$L$  lunghezza condotta (m);

$\Delta h$  perdite di carico distribuite.

I risultati ottenuti, che come detto sono da considerarsi solo di tipo orientativo, sono stati successivamente affinati in funzione delle specificità dell'opera in progetto. Infatti, considerando dettagliatamente le esigenze impiantistiche legate ai transitori elastici di colpo d'ariete ed alle corrispondenti oscillazioni di pressione, è emersa la necessità, come più oltre esposto, di adottare valori dei diametri delle condotte generalmente maggiori, rispetto a quello prima indicato. In particolare, sono stati determinati:

- il diametro 5,50 m per il primo tratto della condotta forzata (Monte Alto – camera valvole di Monte Forgioso) posto a quota più elevata;
- il diametro 4,80 m per il secondo tratto della condotta forzata (camera valvole di Monte Forgioso – centrale) che scende rapidamente in centrale e per il tratto centrale – pozzo piezometrico di valle;
- il diametro 6 m per la galleria di restituzione in pressione dal pozzo piezometrico di valle fino all'invaso di Campolattaro.

In particolare:

1. Condotta forzata dalla camera valvole di Monte Forgioso alla centrale e da questa al pozzo piezometrico di valle

I diametri delle condotte forzate sono stati definiti limitando le massime sovrappressioni di colpo d'ariete al 35% del carico statico (vedi capitolo 6) nel rispetto di vincoli tecnici ed economici inderogabili (tecnologie di realizzazione delle gallerie, assemblaggio delle condotte, costo dell'acciaio ecc.). Le verifiche ed il dimensionamento degli spessori sono stati affidati ai costruttori specializzati.

2. Galleria in pressione Monte Alto – camera valvole di Monte Forgioso

Le dimensioni della galleria in pressione, che collega la centrale al bacino di Campolattaro, sono state definite cercando un equo compromesso tra la necessità di limitare i fenomeni di depressione in condotta, generati da manovre rapide di chiusura delle turbine, ed ottimizzare le economie di progetto in funzione delle tecnologie costruttive specificatamente realizzabili nei cantieri dell'impianto.

Di seguito si riportano i diametri definitivi identificati per la condotta forzata e la galleria in pressione.

	<b>L</b>	<b>D</b>
	<b>m</b>	<b>m</b>
<b>I tratto – Condotta forzata</b>	1.180	5,5
<b>II tratto – Condotta forzata</b>	755	4,8
<b>III tratto – Condotta forzata</b>	35	2 x 3,2
<b>Galleria in pressione – tratto blindato</b>	93	4,8
<b>Galleria in pressione – tratto in c.a.</b>	5.914	6,0

## 5.2 VALUTAZIONE DELLE RESISTENZE AL MOTO

L'individuazione dei valori di scabrezza da attribuire ai singoli tratti omogenei di condotta è stata effettuata correlando le caratteristiche dell'impianto in progetto con i risultati di numerose osservazioni sperimentali e dati riportati in letteratura. Definita la scabrezza delle condotte con specifici coefficienti di scabrezza ("ε" di Colebrook, "n" di Manning, "k<sub>s</sub>" di Strickler ecc.), è stato individuato per praticità il parametro K che definisce la cadente piezometrica J nella formula monomia  $J = K \cdot V^2$ .

### 5.2.1 Osservazioni sperimentali e dati di letteratura

Ai fini della scelta dei coefficienti di scabrezza da adottare, sono state consultate molte pubblicazioni, riassunte nella seguente Tabella 3, riportanti i risultati di numerose osservazioni sperimentali effettuate su gallerie e canali funzionanti sia a pelo libero che in pressione (v. bibliografia). Tali osservazioni risultano di notevole importanza in quanto sono riferite a condotte al servizio di impianti idroelettrici e, quindi, paragonabili a quelle in oggetto.

Dalla consultazione di tali dati emerge come la variabilità del coefficiente dipende sia dal tipo di rivestimento adottato, sia dalla durata dell'esercizio, sia dal grado di manutenzione. In letteratura ([8], [9]) sono riportate stime dei probabili valori del coefficiente di Strickler per condotte in acciaio o rivestite in calcestruzzo o cemento; i limiti estremi inferiore e superiore del coefficiente k<sub>s</sub> indicati in funzione dello stato di esercizio sono per entrambe le tipologie di condotta pari a k<sub>s</sub> = 71 m<sup>1/3</sup>s e k<sub>s</sub> = 100 m<sup>1/3</sup>s.

È anche da osservare che, mentre le gallerie rivestite in acciaio presentano sempre una sezione interna (circolare) assolutamente regolare e una scabrezza superficiale molto ridotta, con moto di tipo "turbolento di transizione" (ciò che teoricamente invaliderebbe l'utilizzazione di

formule di resistenza di tipo quadratico; v. oltre), le gallerie in calcestruzzo possono presentare caratteristiche idrauliche molto differenziate, in funzione della tecnica di scavo e di rivestimento adottata. Le conseguenti irregolarità sia della sezione interna sia della scabrezza superficiale (gallerie tipicamente irregolari sono quelle centinate e rivestite solo con spritz-beton) conducono a coefficienti di scabrezza anche molto differenziati.

In particolare, è evidente che per condotte in calcestruzzo molto liscio e regolare si raggiungono valori del coefficiente di scabrezza molto elevati ( $k_s \geq 90 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ ), mentre per condotte intonacate difficilmente si superano valori di  $k_s = 85 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ .

È anche significativo il valore medio del coefficiente  $k_s = 82 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ , in quanto riferito a manufatti già in esercizio e influenzato dagli effetti di invecchiamento e dal grado di manutenzione dei manufatti.

Inoltre, poiché la vita attesa dell'impianto è di molti decenni, analizzando le assai rare esperienze riguardanti l'invecchiamento di gallerie o canali ([3], [4]), sembra sia confermata la tendenza ad un significativo aumento della scabrezza nei primi 10 anni di funzionamento, seguito da una stabilizzazione delle condizioni.

Particolarmente significativo è il dato relativo al canale di derivazione Biffi sul quale (pur con le incertezze insite in tali misurazioni) si è valutato il coefficiente di Strickler nel 1950 e poi nel 1979, trovando rispettivamente  $k_s = 78 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$  e  $k_s = 70,5 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ , con una diminuzione pari al 9,6%. Tale valore sembrerebbe confermare la tendenza prima citata allo stabilizzarsi delle condizioni di scabrezza.

**Tabella 3: Osservazioni sperimentali di scabrezza**

N.	Manufatto	Ente gestore	Portate ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	Natura del rivestimento	Forma (m)	$k_s$ ( $\text{m}^{1/3}/\text{s}$ )
1	Galleria di derivazione Arvo-Ampollino	Soc. Meridionale di Elettricità	9÷10	Intonaco di cemento liscio	circolare $\phi$ 2.60	71.6
2	Galleria forzata di Derivazione I° salto: Ampollino	Soc. Meridionale di Elettricità	2÷9	Intonaco di cemento liscio	circolare $\phi$ 2.50	72,0
3	Condotta forzata III° Salto: Neto	Soc. Meridionale di Elettricità	9÷29	Intonaco di gunite liscia spalmata di cemento plastico Arco	circolare $\phi$ 3.00	86,0
4	Condotta di adduzione di Alpalachia (USA)	Tennessee Valley Authority	30÷91	Calcestruzzo	circolare $\phi$ 5.50	73÷90
5	Varie	Varie	10÷50	Cemento liscio senza particolare cura	Varie	72÷85
6	Canale di derivazione Biffi	ENEL	120÷135	conglomerato cementizio	Varie	78
7	Canale di scarico Cotilia	Società Terni	22÷42	Intonaco di cemento fondo coperto di limo	Varie	77
8	Galleria di derivazione Alto Velino	Società Terni	2÷4	Calcestruzzo	Rettangolare con fondo ribassato e calotta sferica h tot. = 2,67m B = 2,35	77

N.	Manufatto	Ente gestore	Portate (m <sup>3</sup> /s)	Natura del rivestimento	Forma (m)	k <sub>s</sub> (m <sup>1/3</sup> /s)
9	Galleria di derivazione dell'impianto di Canestra	Società Terni	6÷8	Intonaco con melma sul fondo	Trapezia con calotta sferica h tot.= 2,45m B= 2,60	83.3
10	Canale derivatore del Medio Nera	Società Terni	13	Intonaco con vegetazione e melma su fondo e sponda	Trapezia B=2,28÷7,26 h=2,20	50
11	Galleria di derivazione dallo Isarco per l'impianto di Cardano	Società Idroelettrica dell'Isarco	18+90	Cemento liscio	Ferro di cavallo R=3,10	83÷88
12	Galleria di Nove	Società Idroelettrica Veneta	20+75	Misto calcestruzzo grezzo e cement-gun	Ferro di cavallo R=2,45	65
13	Galleria di Fadalto	Società Idroelettrica Veneta	18+72	Misto calcestruzzo grezzo e cement-gun	Ferro di cavallo R=2,90	75
14	Galleria principale di Piave-Ansiei	Soc. Forze Idrauliche Alto Cadore	5÷14	Cemento liscio	circolare φ 3.60	99
15	Galleria di derivazione di Piave-Ansiei	Soc. Forze Idrauliche Alto Cadore	5÷14	Cemento liscio	circolare φ 2.50	88
16	Condotta di impianto di Partidor	Società Idroelettrica Veneta	5÷15	Cemento armato con giunti	circolare φ 3.05	93
17	Condotta impianto di Castelletto	Società Idroelettrica Veneta	4+6	Cemento liscio	circolare φ 2.42	93
18	Condotta impianto di Livenza	Società Idroelettrica Veneta	10+35	Cemento liscio	circolare φ 3.80	97
19	Canale Piave-Lago S. Croce	Società Idroelettrica Veneta	10+30	Cemento liscio	Varie	90
20	Canale derivatore Pont St. Martin	SIP	10	Cemento	Varie	79

In sintesi, l'analisi dei dati riportati in letteratura permette di identificare l'intervallo di valori che può assumere il coefficiente k<sub>s</sub> di seguito riportati:

**Tabella 4: Valori del coefficiente di scabrezza k<sub>s</sub> di Strickler per tipologia di materiale**

materiale	Stato	k <sub>s</sub> m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup>
Acciaio	Nuovo	100 ÷ 95
Acciaio	Usato	90 ÷ 85
Cemento liscio	Nuovo	90 ÷ 85
Cemento liscio	Usato	81 ÷ 77

### 5.2.2 Definizione del tipo di moto in condotta

In funzione del numero di Reynolds  $Re = \frac{\rho V D}{\mu}$  della corrente e del rapporto  $\epsilon/D$  tra l'indice di scabrezza  $\epsilon$ , dedotto dai dati di letteratura, e il diametro D, si identifica il tipo di moto (abaco di Moody) "turbolento di transizione" o "assolutamente turbolento". Considerando i valori dei diametri prima citati adottati nel progetto e delle portate di 126 m<sup>3</sup>/s in turbinaggio e di 102 m<sup>3</sup>/s in pompaggio, risulta:

### Tubi nuovi

D mm	materiale	Q m <sup>3</sup> /s	A mq	V m/s	Re	ε mm	ε/D	Moto Turbolento
3200	Acciaio	63		7,84		0,05		Transizione
3200	Acciaio	51		6,34		0,05		Transizione
4800	Acciaio	126	18,09	6,97	3,34*10 <sup>7</sup>	0,05	1,04*10 <sup>-5</sup>	Transizione
4800	Acciaio	102	18,09	5,64	2,71*10 <sup>7</sup>	0,05	1,04*10 <sup>-5</sup>	Transizione
5500	Acciaio	126	23,75	5,31	2,92*10 <sup>7</sup>	0,05	9,09*10 <sup>-6</sup>	Transizione
5500	Acciaio	102	23,75	4,30	2,36*10 <sup>7</sup>	0,05	9,09*10 <sup>-6</sup>	Transizione
6000	Cemento	126	28,26	4,46	2,68*10 <sup>7</sup>	0,1	1,67*10 <sup>-5</sup>	Transizione
6000	Cemento	102	28,26	3,61	2,17*10 <sup>7</sup>	0,1	1,67*10 <sup>-5</sup>	Transizione

### Tubi usati

D mm	materiale	Q m <sup>3</sup> /s	A mq	V m/s	Re	ε mm	ε/D	Moto Turbolento
3200	Acciaio	63		7,84		0,5		assolutamente
3200	Acciaio	51		6,34		0,5		assolutamente
4800	Acciaio	126	18,09	6,97	3,34*10 <sup>7</sup>	0,5	1,04*10 <sup>-4</sup>	assolutamente
4800	Acciaio	102	18,09	5,64	2,71*10 <sup>7</sup>	0,5	1,04*10 <sup>-4</sup>	assolutamente
5500	Acciaio	126	23,75	5,31	2,92*10 <sup>7</sup>	0,5	9,09*10 <sup>-5</sup>	assolutamente
5500	Acciaio	102	23,75	4,30	2,36*10 <sup>7</sup>	0,5	9,09*10 <sup>-5</sup>	assolutamente
6000	Cemento	126	28,26	4,46	2,68*10 <sup>7</sup>	1	1,67*10 <sup>-4</sup>	assolutamente
6000	Cemento	102	28,26	3,61	2,17*10 <sup>7</sup>	1	1,67*10 <sup>-4</sup>	assolutamente

Analizzando tali risultati si evince che nel caso di tubazioni nuove è necessario calcolare la scabrezza di ogni condotta con la formula di Colebrook, idonea per ogni tipo di moto, mentre per le condotte in condizioni di esercizio (usate) si può utilizzare la formula quadratica di Chezy con coefficiente di resistenza  $k_s$  di Strickler.

### **5.2.3 Tubi nuovi – indice $\lambda$ di resistenza di Darcy - Weisbach**

Nella tabella seguente è indicato l'indice  $\lambda$  di resistenza calcolato con la formula di Colebrook in base al coefficiente  $\epsilon$  di scabrezza prima citato. Peraltro, è da notare che, in tutti i casi esaminati, il moto di tipo turbolento di transizione si trova al confine con il moto di tipo assolutamente turbolento, ciò che implica la possibilità di approssimare il calcolo delle resistenze al moto con quello descritto dalle formule quadratiche.

Naturalmente sono riportati i valori di  $\lambda$  sia per la fase di turbinaggio ( $Q = 126 \text{ m}^3/\text{s}$ ) sia per la fase di pompaggio ( $Q = 102 \text{ m}^3/\text{s}$ ) in quanto per moto turbolento di transizione la resistenza dipende anche dal numero di Reynolds  $Re$  e quindi dalla portata  $Q$ .

D mm	materiale	Q m <sup>3</sup> /s	ε mm	λ
3200	Acciaio	63	0,05	
3200	Acciaio	51	0,05	
4800	Acciaio	126	0,05	8,48*10 <sup>-3</sup>
4800	Acciaio	102	0,05	8,55*10 <sup>-3</sup>
5500	Acciaio	126	0,05	8,39*10 <sup>-3</sup>
5500	Acciaio	102	0,05	8,47*10 <sup>-3</sup>
6000	Cemento	126	0,1	9,07*10 <sup>-3</sup>
6000	Cemento	102	0,1	9,13*10 <sup>-3</sup>

#### 5.2.4 Tubi usati – Coefficiente k<sub>s</sub> di Strickler

In questo caso, considerando che la scabrezza delle condotte tende ad aumentare del 10 % nei primi 10 anni di esercizio di un impianto (k<sub>s</sub> diminuisce), il valore assunto per il coefficiente di resistenza di Strickler k<sub>s</sub> a tubi usati è stato determinato diminuendo il valore del coefficiente riportato in letteratura per tubi nuovi. In particolare per i tubi in acciaio nuovi, in letteratura sono riportati valori del coefficiente k<sub>s</sub> pari a 100 m<sup>1/3</sup>s<sup>-1</sup> ÷ 95 m<sup>1/3</sup>s<sup>-1</sup>, mentre per gallerie in calcestruzzo nuove e regolari sono riportati valori del coefficiente k<sub>s</sub> pari a 90 m<sup>1/3</sup>s<sup>-1</sup> ÷ 85 m<sup>1/3</sup>s<sup>-1</sup>. Tenendo conto di ovvi margini di cautela, di seguito si propongono i valori di k<sub>s</sub> della seguente tabella, valori ovviamente indipendenti dalla portata, e quindi dal numero di Reynolds trovandoci nel campo di moto assolutamente turbolento.

D mm	materiale	k <sub>s</sub> m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup>
3200	Acciaio	85 ÷ 90
4800	Acciaio	85 ÷ 90
5500	Acciaio	85 ÷ 90
6000	Cemento	77 ÷ 82

#### 5.2.5 Cadente piezometrica

Definiti i coefficienti di scabrezza è possibile calcolare il valore della cadente piezometrica “J” associata ad ogni singola condotta.

#### **Tubi nuovi**

$$J = \frac{\lambda \times V^2}{2 \times g \times D} \text{ Darcy – Weisbach}$$

D mm	materiale	Q m <sup>3</sup> /s	ε mm	λ	J m/m
3200	Acciaio	63	0,05		
3200	Acciaio	51	0,05		
4800	Acciaio	126	0,05	8,48*10 <sup>-3</sup>	0,00437
4800	Acciaio	102	0,05	8,55*10 <sup>-3</sup>	0,00289
5500	Acciaio	126	0,05	8,39*10 <sup>-3</sup>	0,00219
5500	Acciaio	102	0,05	8,47*10 <sup>-3</sup>	0,00145
6000	Cemento	126	0,1	9,07*10 <sup>-3</sup>	0,00153
6000	Cemento	102	0,1	9,13*10 <sup>-3</sup>	0,00101

### **Tubi usati**

$$J = \frac{10,29}{k_s^2} \times \frac{Q^2}{D^{5,33}} \quad \text{Gauckler-Strickler}$$

D mm	materiale	Q m <sup>3</sup> /s	k <sub>s</sub> m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup>	Jmax m/m	Jmin m/m
3200	Acciaio	63	85 ÷ 90		
3200	Acciaio	51	85 ÷ 90		
4800	Acciaio	126	85 ÷ 90	0,00527	0,00470
4800	Acciaio	102	85 ÷ 90	0,00345	0,00308
5500	Acciaio	126	85 ÷ 90	0,00255	0,00227
5500	Acciaio	102	85 ÷ 90	0,00167	0,00149
6000	Cemento	126	77 ÷ 82	0,00195	0,00172
6000	Cemento	102	77 ÷ 82	0,00128	0,00113

### **5.2.6 Calcolo del coefficiente di resistenza d'attrito "K"**

Come indicato in premessa, nella pratica progettuale può essere utile calcolare la cadente piezometrica e, quindi, le perdite di carico distribuite lungo una condotta utilizzando la formula monomia di tipo quadratico  $J=K \cdot V^2$ , che in realtà vale solo per il moto assolutamente turbolento, dove il parametro K è un coefficiente di resistenza d'attrito specifico di ogni singolo tratto di condotta omogeneo.

Si ritiene che, essendo, come detto precedentemente, il moto turbolento di transizione al confine con il moto assolutamente turbolento, la formula quadratica, certamente valida per i tubi usati, possa essere approssimativamente ritenuta valida anche per le condotte nuove.

Nei riguardi dei tubi nuovi, la seguente tabella riporta i valori cautelativi ottenuti per K e indica per confronto il conseguente valore della cadente J<sub>ris</sub>, risultante dalla formula  $J=K \cdot V^2$ , con il valore di J prima calcolato rigorosamente.

### Tubi nuovi

<b>D mm</b>	<b>materiale</b>	<b>Q m<sup>3</sup>/s</b>	<b>V m/s</b>	<b>J m/m</b>	<b>K</b>	<b>Jris m/m</b>
3200	Acciaio	63	7,84	0,00881	<b>1,446*10<sup>-4</sup></b>	0,00888
3200	Acciaio	51	6,34	0,00582		0,00582
4800	Acciaio	126	6,97	0,00437	<b>9,078*10<sup>-5</sup></b>	0,00441
4800	Acciaio	102	5,64	0,00289		0,00289
5500	Acciaio	126	5,31	0,00219	<b>7,852*10<sup>-5</sup></b>	0,00221
5500	Acciaio	102	4,30	0,00145		0,00145
6000	Cemento	126	4,46	0,00153	<b>7,754*10<sup>-5</sup></b>	0,00154
6000	Cemento	102	3,61	0,00101		0,00101

Nei riguardi dei tubi usati, la seguente tabella riporta i valori massimi (cautelativi) ottenuti per K in funzione dei valori di scabrezza più cautelativi.

### Tubi usati

<b>D mm</b>	<b>materiale</b>	<b>Q m<sup>3</sup>/s</b>	<b>V m/s</b>	<b>Jmax m/m</b>	<b>Jmin m/m</b>	<b>Kmax</b>	<b>Jris</b>
3200	Acciaio	63	7,84	0,01144	0,01021	<b>1,863*10<sup>-3</sup></b>	0,01144
3200	Acciaio	51	6,34	0,00669	0,00750		0,00750
4800	Acciaio	126	6,97	0,00527	0,00470	<b>1,085*10<sup>-4</sup></b>	0,00527
4800	Acciaio	102	5,64	0,00345	0,00308		0,00345
5500	Acciaio	126	5,31	0,00255	0,00227	<b>9,049*10<sup>-5</sup></b>	0,00255
5500	Acciaio	102	4,30	0,00167	0,00149		0,00167
6000	Cemento	126	4,46	0,00195	0,00172	<b>9,819*10<sup>-5</sup></b>	0,00195
6000	Cemento	102	3,61	0,00128	0,00113		0,00128

## 6. VERIFICA IDRAULICA DEI TRANSITORI ELASTICI DI COLPO D'ARIETE NELLE CONDOTTE

### 6.1 PREMESSA

Il presente capitolo riguarda la valutazione e successiva verifica idraulica dei transitori elastici di colpo d'ariete, che agiscono sul complesso di condotte costituenti l'impianto idroelettrico di regolazione di Campolattaro (BN) in seguito ad eventi che variano il regime idrico stazionario del sistema. Tali eventi, relativi all'esercizio dell'impianto, sono riconducibili a manovre di avvio e arresto delle macchine, manovre di regolazione, manovre di chiusura d'emergenza e distacco improvviso delle macchine dal carico elettrico. In genere, le condizioni più gravose per il circuito idraulico sono indotte dalle manovre di chiusura d'emergenza e dall'accidentale distacco dell'alternatore dalla rete elettrica, per le quali gli organi preposti alla chiusura agiscono alla massima velocità permessa dal sistema idraulico di gestione e compatibile con le caratteristiche dell'impianto e delle macchine. Tali eventi, infatti, comportando notevoli decelerazioni del fluido in condotta innescano le condizioni di transitorio idraulico più gravose sia in termini di aumento e diminuzione delle pressioni lungo il sistema di condotte, sia in termini di aumento della velocità di rotazione delle macchine (velocità di fuga). Diversamente, le manovre di fermata, avvio e regolazione delle macchine sono considerate "normali" operazioni d'esercizio in cui il sistema di gestione avvia una sequenza di procedure che inducono transitori idraulici controllati e inducono velocità delle giranti non superiori alla massima velocità di fuga consentita.

La verifica dei transitori elastici di colpo d'ariete è stata condotta tramite simulazioni idrauliche in moto vario riferite a manovre e situazioni che in fase di esercizio dell'impianto (turbinaggio e/o pompaggio) producono, come detto sopra, le condizioni più gravose per il circuito idraulico e per i macchinari installati. In particolare, sono stati esaminati i seguenti scenari:

- **Scenario A** - Fermata di emergenza o distacco dal carico elettrico delle macchine in fase di turbinaggio;
- **Scenario B** - Fermata di emergenza o distacco dal carico elettrico delle macchine in fase di pompaggio.

Per rappresentare compiutamente le fasi di esercizio dell'impianto (turbinaggio, pompaggio), ogni scenario è stato suddiviso in sottoscenari caratterizzati oltre che dal regime idrico imposto dalla modalità di esercizio in atto, anche dal livello idrico dei bacini di accumulo a

servizio dell'impianto (Bacino di Monte Alto, Bacino di Campolattaro).

Le verifiche idrauliche sono state effettuate con l'ausilio del codice di calcolo Hytran™, mediante il quale è stato dapprima implementato un apposito modello idraulico del sistema e, successivamente, sono state condotte le simulazioni dei transitori elastici di colpo d'ariete. Il regime idrico di esercizio dell'impianto, caratterizzante le condizioni iniziali di ogni scenario di riferimento simulato, è stato definito in seguito alla valutazione delle scabrezze di cui al par. 5.2 assegnate ad ogni singolo tratto di condotta omogenea.

Le simulazioni effettuate hanno permesso di individuare inefficienze o malfunzionamenti potenzialmente dannosi per la vita utile dell'opera e definire gli accorgimenti più idonei da adottare per garantirne, in ogni condizione di regime, efficienza e durabilità.

In sintesi, la presente verifica dei transitori elastici di colpo d'ariete è stata sviluppata nelle seguenti fasi successive:

1. definizione delle caratteristiche geometriche, idrauliche e meccaniche dell'impianto;
2. valutazione delle scabrezze e definizione delle condizioni iniziali riferite alle fasi di esercizio dell'impianto (v. paragrafo 5.2);
3. modellazione idraulica;
4. verifica idraulica dei transitori di colpo d'ariete e delle opere per l'attenuazione dei transitori.

## 6.2 SCENARI DI RIFERIMENTO

In generale gli scenari di riferimento sono stati individuati in funzione delle condizioni di esercizio previste per l'impianto (turbinaggio, pompaggio).

- **Scenario A:** indicativo delle condizioni di esercizio dell'impianto in fase di turbinaggio.

Lo scenario è caratterizzato dalle seguenti condizioni di funzionamento:

- n. 2 macchine reversibili pompa – turbina tipo Francis in fase di turbinaggio;
- portata nominale ( $Q_n$ ) 126 m<sup>3</sup>/s;
- n. di giri (n) 500 rpm;

- **Scenario B:** indicativo delle condizioni di esercizio dell'impianto in fase di pompaggio.

Lo scenario è caratterizzato dalle seguenti condizioni di funzionamento:

- n. 2 macchine reversibili pompa – turbina tipo Francis in fase di pompaggio;
- portata nominale ( $Q_n$ ) 102 m<sup>3</sup>/s;
- n. di giri (n) 500 rpm;

Tali scenari sono stati impiegati per caratterizzare le condizioni idrauliche iniziali del sistema

e, quindi, come base di partenza per le verifiche dei transitori elastici di colpo d'ariete indotti da manovre di emergenza quali l'arresto o il distacco dal carico elettrico delle macchine.

Inoltre, per rappresentare compiutamente le condizioni di esercizio dell'impianto (turbinaggio, pompaggio), ogni scenario caratterizzante la configurazione finale del sistema è stato suddiviso in sottoscenari caratterizzati oltre che dal regime idrico imposto dalla modalità di funzionamento in atto, anche dal livello idrico dei bacini di accumulo a servizio dell'impianto (Bacino di Monte Alto, Bacino di Campolattaro).

Di seguito vengono elencati gli scenari analizzati per le verifiche di colpo d'ariete:

- **Scenario A.00:** fermata di emergenza o stacco delle macchine dalla rete elettrica in fase di turbinaggio partendo dalle condizioni di esercizio ( $Q = 126 \text{ m}^3/\text{s}$ ), senza le opere di attenuazione dei transitori elastici previste (pozzi piezometrici) e tempo di chiusura del regolatore pari a 20 secondi.
- **Scenario A.01:** fermata di emergenza o stacco delle macchine dalla rete elettrica in fase di turbinaggio partendo dalle condizioni di esercizio ( $Q = 126 \text{ m}^3/\text{s}$ ), in presenza delle opere di attenuazione dei transitori elastici previste (pozzi piezometrici) e tempo di chiusura del regolatore pari a 20 secondi. In funzione delle condizioni al contorno iniziali si hanno i seguenti sottoscenari di riferimento:
  1. livello idrico bacino di Monte Alto pari al livello di minima regolazione di 873 m s.m.; livello idrico bacino di Campolattaro pari al livello di minima regolazione di 351 m s.m.;
  2. livello idrico bacino di Monte Alto pari al livello di minima regolazione di 873 m s.m.; livello idrico bacino di Campolattaro pari al livello di massima regolazione di 377,25 m s.m.;
  3. livello idrico bacino di Monte Alto pari al livello di massima regolazione di 900 m s.m.; livello idrico bacino di Campolattaro pari al livello di minima regolazione di 351 m s.m.;
  4. livello idrico bacino di Monte Alto pari al livello di massima regolazione di 900 m s.m.; livello idrico bacino di Campolattaro pari al livello di massima regolazione di 377,25 m s.m..
- **Scenario B.00:** fermata di emergenza o stacco delle macchine dalla rete elettrica in fase di pompaggio partendo dalle condizioni di esercizio ( $Q = 102 \text{ m}^3/\text{s}$ ), senza le opere di attenuazione dei transitori elastici previste (pozzi piezometrici).
- **Scenario B.01:** fermata di emergenza o stacco delle macchine dalla rete elettrica in fase di

pompaggio partendo dalle condizioni di esercizio ( $Q = 102 \text{ m}^3/\text{s}$ ), in presenza di opere di attenuazione dei transitori elastici previste (pozzi piezometrici). In funzione delle condizioni al contorno iniziali si hanno i seguenti sottoscenari di riferimento:

1. livello idrico bacino di Monte Alto pari al livello di minima regolazione di 873 m s.m.; livello idrico bacino di Campolattaro pari al livello di minima regolazione di 351 m s.m.;
2. livello idrico bacino di Monte Alto pari al livello di minima regolazione di 873 m s.m.; livello idrico bacino di Campolattaro pari al livello di massima regolazione di 377,25 m s.m.;
3. livello idrico bacino di Monte Alto pari al livello di massima regolazione di 900 m s.m.; livello idrico bacino di Campolattaro pari al livello di massima regolazione di 351 m s.m.;
4. livello idrico bacino di Monte Alto pari al livello di massima regolazione di 900 m s.m.; livello idrico bacino di Campolattaro pari al livello di massima regolazione di 377,25 m s.m..

### 6.3 MODELLO IDRAULICO

In seguito alla fase dedicata al reperimento ed analisi delle caratteristiche dell'impianto in progetto, con l'ausilio del codice di calcolo Hytran™ è stato realizzato il modello idraulico del sistema idroelettrico di regolazione, necessario per la verifica idraulica dei transitori di colpo d'ariete.

La rappresentazione delle condotte, delle opere elettromeccaniche costituenti l'impianto e caratterizzanti gli scenari simulati, è stata eseguita introducendo (Figura 26):

- 12 nodi, posizionati in corrispondenza di cambiamenti di pendenza, di variazioni di diametro, di variazioni del materiale costituente le condotte o in presenza di organi elettromeccanici.
- 11 condotte rappresentate da strutture di tipo "pipe", ognuna delle quali caratterizzata da: lunghezza, diametro, spessore, modulo di elasticità, scabrezza;
- 2 strutture di tipo "PUMP", rappresentante l'impianto di pompaggio;
- 2 strutture di tipo "VALI" per rappresentante l'impianto in fase di turbinaggio;
- 1 struttura di tipo "URES" rappresentante il bacino di Monte Alto;
- 1 struttura di tipo "DRES" rappresentante il bacino di Campolattaro;

La modellazione idraulica è stata eseguita trascurando le perdite di carico delle condotte di

minore lunghezza (<10 m). Infatti, considerando il rapporto tra la lunghezza della linea di adduzione ed il diametro dei tubi, nel calcolo delle piezometriche associate ai transitori di colpo d'ariete le perdite di carico dovute all'andamento plano-altimetrico di tali condotte si possono ritenere trascurabili. Tale semplificazione consente di realizzare modelli maggiormente gestibili in termini di tempi di calcolo e di dimensioni dei file di output generati. L'alleggerimento dei calcoli effettuati dal programma è dovuto essenzialmente alla diminuzione della lunghezza minima delle condotte in base alla quale il programma suddivide ogni singola condotta in elementi finiti su cui applicare le equazioni del moto vario. Nonostante ciò, nelle verifiche, l'altimetria del modello utilizzato è rimasta fedele ai dati reali al fine di evidenziare ogni singolo tratto di condotta soggetto a pressioni negative e/o positive. Le verifiche dei transitori di colpo d'ariete sono state effettuate per ognuno degli scenari di funzionamento indicati nel paragrafo 6.2. Le simulazioni sono state condotte utilizzando i dati caratteristici delle macchine reversibili scelte (inerzia, rpm, girante) e le perdite di carico distribuite lungo le condotte individuate nel paragrafo 5.2.

Le condizioni iniziali per le verifiche di arresto dell'impianto sono rappresentate dalle condizioni di regime stazionario. Tali condizioni sono state individuate tramite simulazioni di taratura del sistema condotte in moto stazionario con il codice di calcolo Hytran™. Nelle tabelle seguenti, si riportano per ogni nodo i valori del carico piezometrico utilizzati come condizioni iniziali per le simulazioni.

**Tabella 5 – Carico piezometrico ai nodi in regime stazionario di turbinaggio (tubi nuovi)**

TURBINAGGIO	Liv.	Liv.	Liv.	Liv.
	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.
Bacino Monte Alto	873,0	873,0	900,0	900,0
Centrale Monte	868,6	868,6	893,6	893,6
Centrale Valle	360,3	386,5	360,3	386,5
Bacino Campolattaro	351,0	377,3	351,0	377,3

**Tabella 6 - Carico piezometrico ai nodi in regime stazionario di pompaggio (tubi nuovi)**

POMPAGGIO	Liv.	Liv.	Liv.	Liv.
	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m s.m.
Bacino Campolattaro	351,0	377,3	351,0	377,3
Centrale Monte	344,9	371,2	344,9	371,2
Centrale Valle	879,2	879,2	904,2	904,2
Bacino Monte Alto	873,0	873,0	900,0	900,0

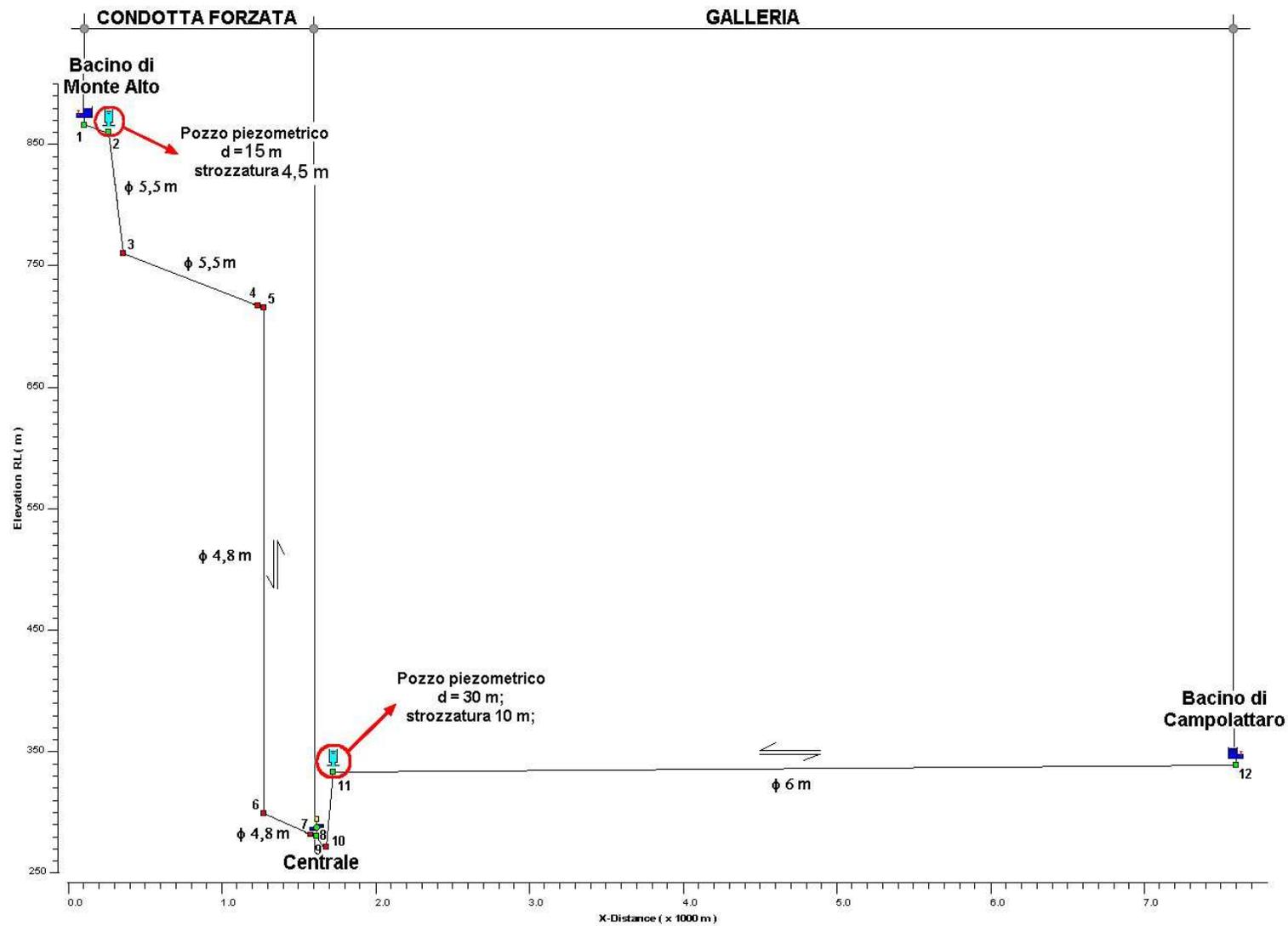


Figura 26 – Vista altimetrica del modello idraulico dell’impianto idroelettrico di Campolattaro.

## 6.4 VERIFICA IDRAULICA DEI TRANSITORI ELASTICI

La modellazione degli scenari prescelti, in una situazione di arresto d'emergenza delle macchine, ha permesso di individuare le massime e minime sovrappressioni di colpo d'ariete che si sviluppano in condotta e, soprattutto, di verificare l'efficienza delle opere di attenuazione dei transitori elastici previste. Gli scenari di progetto, relativi alle fasi di turbinaggio (A.01) e di pompaggio (B.01), sono stati valutati considerando tutte le prime citate combinazioni di livello nei bacini di monte e di valle (4 combinazioni per ogni fase di esercizio). La simulazione di tutti gli scenari possibili per ogni fase di esercizio dell'impianto, sebbene non indispensabile per determinare le massime e minime sovrappressioni o verificare l'efficienza delle opere di attenuazione del colpo d'ariete, ha permesso di descrivere esaurientemente il complesso dei fenomeni che si verificano in regime transitorio lungo il circuito idraulico dell'impianto. Questo approccio cautelativo, in relazione all'importanza delle opere in progetto, ha permesso di confermare la validità delle scelte e degli accorgimenti progettuali adottati, pur ottenendo risultati ridondanti per alcuni scenari di una stessa fase di esercizio dell'impianto.

Di seguito si riportano i risultati relativi alle simulazioni effettuate per gli scenari "A" e "B" individuati. In particolare, dapprima si riportano i risultati di simulazioni effettuate senza organi di attenuazione del colpo d'ariete, allo scopo di individuare le criticità potenzialmente dannose per la vita utile dell'opera, poi si riportano i risultati delle simulazioni effettuate con le opere previste per l'attenuazione dei transitori elastici in condotta, allo scopo di verificarne l'efficienza ed individuare le massime pressioni a cui saranno soggette le condotte dell'impianto idroelettrico di regolazione.

### 6.4.1 Scenario A.00

Configurazione di progetto del sistema senza organi di attenuazione dei transitori di colpo d'ariete (pozzi piezometrici). Lo scenario riproduce una manovra d'arresto di emergenza o stacco delle macchine dalla rete elettrica in fase di turbinaggio (condizioni di esercizio  $Q = 126 \text{ m}^3/\text{s}$ ) con tempo di chiusura del regolatore (wicket gate) pari a 20 secondi.

Di seguito, in Figura 27 si propongono i risultati della simulazione effettuata. Analizzando il grafico proposto, si nota che in assenza di organi di attenuazione dei transitori elastici, il limitato tempo di chiusura dei regolatori di flusso (wicket gate) delle turbine induce, lungo tutta la galleria di restituzione dell'impianto, pressioni negative tali da innescare fenomeni di

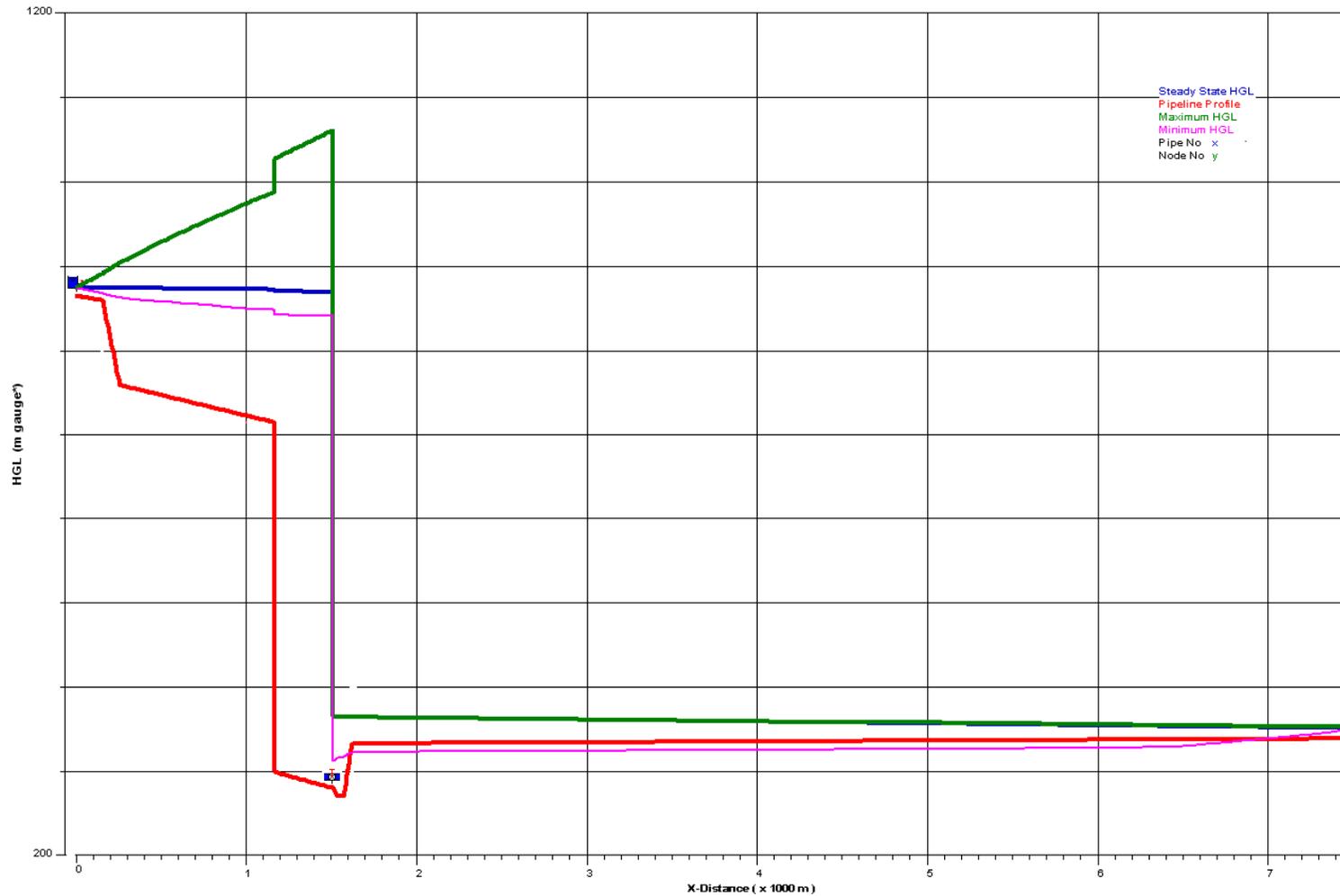
cavitazione che potrebbero condurre al danneggiamento della condotta e degli organi elettromeccanici installati. Un simile comportamento in fase di chiusura d'emergenza delle turbine conferma la necessità di introdurre, a valle di esse, un pozzo piezometrico che limiti l'abbassamento delle pressioni in condotta impedendo l'innescare di fenomeni di cavitazione.

#### **6.4.2 Scenario B.00**

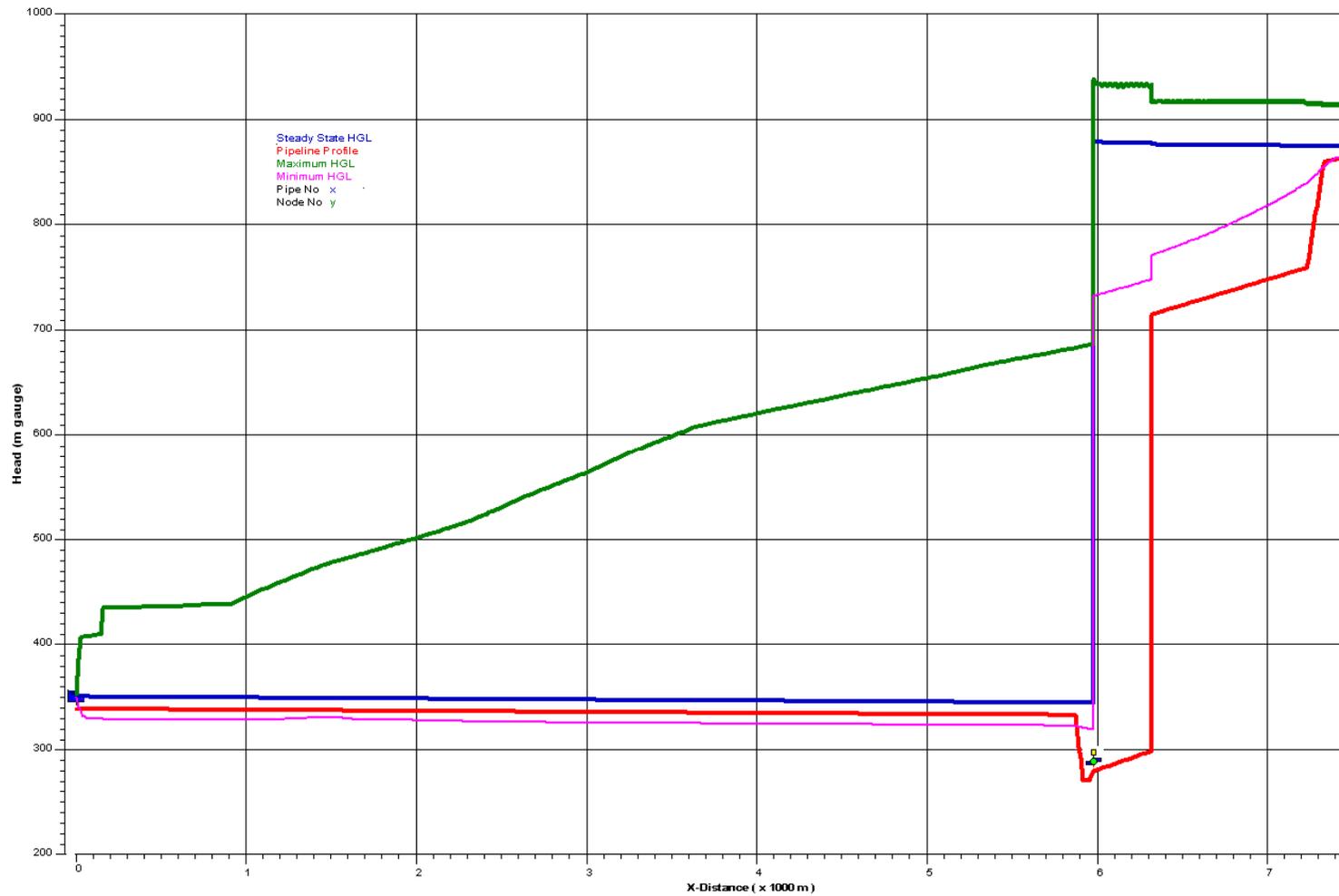
Configurazione di progetto del sistema senza organi di attenuazione dei transitori di colpo d'ariete (pozzi piezometrici). Lo scenario riproduce una manovra di stacco delle macchine dalla rete elettrica in fase di pompaggio (condizioni di esercizio  $Q = 102 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

Di seguito, in Figura 28 si propongono i risultati della simulazione effettuata.

Analizzando il grafico proposto, si nota che in assenza di organi di attenuazione dei transitori elastici, si generano situazioni incompatibili lungo tutto il sistema. In particolare si generano elevate sovrappressioni lungo la galleria di collegamento al bacino di Campolattaro, e pressioni negative lungo la condotta forzata, in prossimità della presa del bacino di Monte Alto, tali da innescare pericolosi fenomeni di cavitazione. Un simile comportamento in fase di stacco delle macchine dalla rete elettrica conferma la necessità di introdurre un importante pozzo piezometrico subito in prossimità della centrale atto a proteggere l'intera galleria di restituzione dall'aumento delle pressioni e un ridotto pozzo piezometrico in prossimità di Monte Alto che impedisca l'innescare locale di fenomeni di cavitazione.



**Figura 27 – Scenario A.00: piezometriche max (colore verde) e min (colore magenta) durante il transitorio di colpo d’ariete dovuto alla chiusura d’emergenza del regolatore delle turbine in 20 secondi e in assenza di pozzi piezometrici.**



**Figura 28 - Scenario B.00: piezometriche max (colore verde) e min (colore magenta) durante il transitorio di colpo d'ariete dovuto allo stacco delle macchine dal carico elettrico e in assenza di pozzi piezometrici.**

### 6.4.3 Scenario A.01.1

Scenario riferito alla configurazione di progetto dell'opera (Rif. Scenario A.01). Le condizioni iniziali sono caratterizzate dal livello idrico del bacino di Monte Alto pari a 873 m s.m. (liv. min.) e dal livello idrico del bacino di Campolattaro pari a 351 m s.m. (liv. min.). Queste condizioni permettono di verificare il livello minimo raggiunto durante il transitorio nel pozzo piezometrico posto in galleria a valle della centrale.

Di seguito, in Figura 29 si propongono i risultati della simulazione effettuata. Analizzando i risultati ottenuti si evince che l'introduzione di un pozzo piezometrico in galleria (diametro principale pari a 30 m, con strozzatura di diametro pari a 10 m), a valle della centrale, limita l'abbassamento delle pressioni durante il transitorio di colpo d'ariete impedendo la formazione di pericolose depressioni e fenomeni di cavitazione. In queste condizioni, il minimo livello idrico raggiunto in prossimità del pozzo piezometrico è di 338,0 m s.m., corrispondente ad un carico piezometrico minimo ( $H_{\min}$ ) in galleria di +5,3 m misurati rispetto all'asse della condotta. In corrispondenza del pozzo piezometrico installato lungo la condotta forzata (diametro principale pari a 15 m, con strozzatura di diametro pari a 4,5 m), in prossimità dell'opera di presa del bacino di Monte Alto, il massimo livello idrico raggiunto durante il transitorio è risultato di 877,8 m s.m., corrispondente ad un carico piezometrico massimo ( $H_{\max}$ ) rispetto l'asse della condotta forzata di + 20,6 m. Infine, durante il transitorio il massimo carico registrato in condotta ( $H$ ), in prossimità delle macchine, è pari a 762,2 m (1.042,2 m s.m.), corrispondente ad un sovraccarico del 22,9 % rispetto al carico statico ( $H_s = 620$  m).

### 6.4.4 Scenario A.01.2

Scenario riferito alla configurazione di progetto dell'opera (Rif. Scenario A.01). Le condizioni iniziali sono caratterizzate dal livello idrico del bacino di Monte Alto pari a 873 m s.m. (liv. min.) e dal livello idrico del bacino di Campolattaro pari a 377,25 m s.m. (liv. max.). Di seguito, in Figura 30 si propongono i risultati della simulazione effettuata.

I risultati ottenuti dalla simulazione ricalcano quanto ottenuto nel caso precedente (Scenario A.01.1) ad eccezione del livello minimo raggiunto nel pozzo piezometrico di valle che, in questo caso, a causa del livello iniziale del bacino di Campolattaro risulta più elevato e pari a 364,2 m s.m. ( $H_{\min} = +31,6$  m). In sintesi, durante il transitorio, il massimo livello idrico raggiunto nel pozzo di monte è pari a 877,8 m s.m. e le massime sovrappressioni di colpo

d'ariete lungo la condotta forzata corrispondono ad un carico idraulico di 762,1 m (1.042,2 m s.m.), corrispondente ad un sovraccarico del 22,9 % rispetto al carico statico ( $H_s = 620$  m).

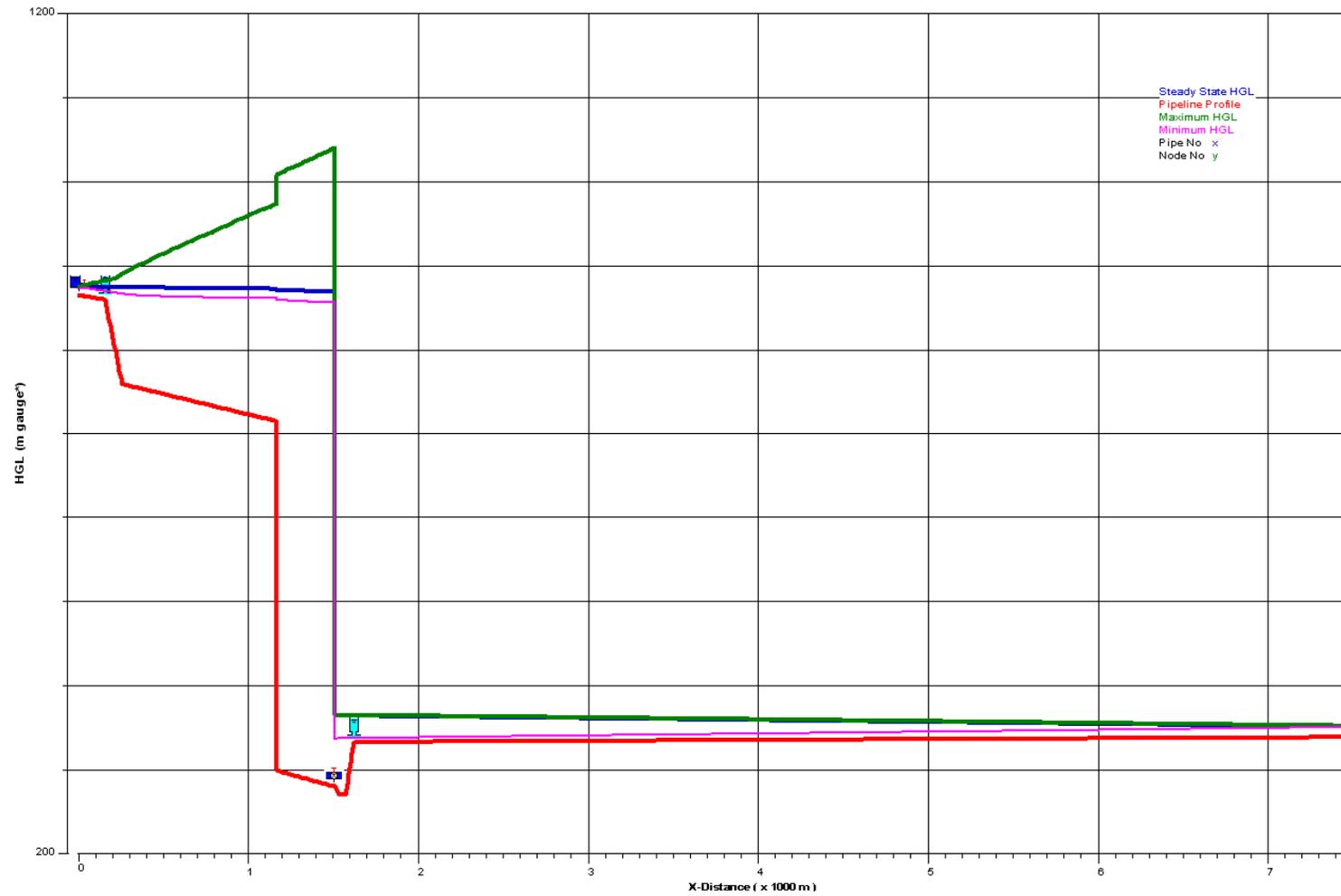
#### 6.4.5 Scenario A.01.3

Scenario riferito alla configurazione di progetto dell'opera (Rif. Scenario A.01). Le condizioni iniziali sono caratterizzate dal livello idrico del bacino di Monte Alto pari a 900 m s.m. (liv. max.) e dal livello idrico del bacino di Campolattaro pari a 351 m s.m. (liv. min.). Di seguito, in Figura 31 si propongono i risultati della simulazione effettuata. Le condizioni rappresentate da questo scenario permettono di verificare, a differenza di tutti gli scenari proposti per la fase di turbinaggio, sia il livello minimo raggiunto durante il transitorio nel pozzo piezometrico posto in galleria, sia il livello massimo del pozzo piezometrico posto lungo la condotta forzata, in prossimità dell'opera di presa del bacino di Monte Alto. In particolare, il minimo livello idrico raggiunto in prossimità del pozzo piezometrico a valle della centrale è di 338,0 m s.m., corrispondente ad un carico piezometrico minimo ( $H_{\min}$ ) in galleria di +5,3 m misurati rispetto l'asse della condotta, mentre il massimo livello idrico raggiunto nel pozzo di monte è pari a 904,8 m s.m. Infine, durante il transitorio il massimo carico registrato in condotta ( $H$ ), in prossimità delle macchine, è pari a 789,3 m (1.069,3 m s.m.), corrispondente ad un sovraccarico del 27,3 % rispetto al carico statico ( $H_s = 620$  m).

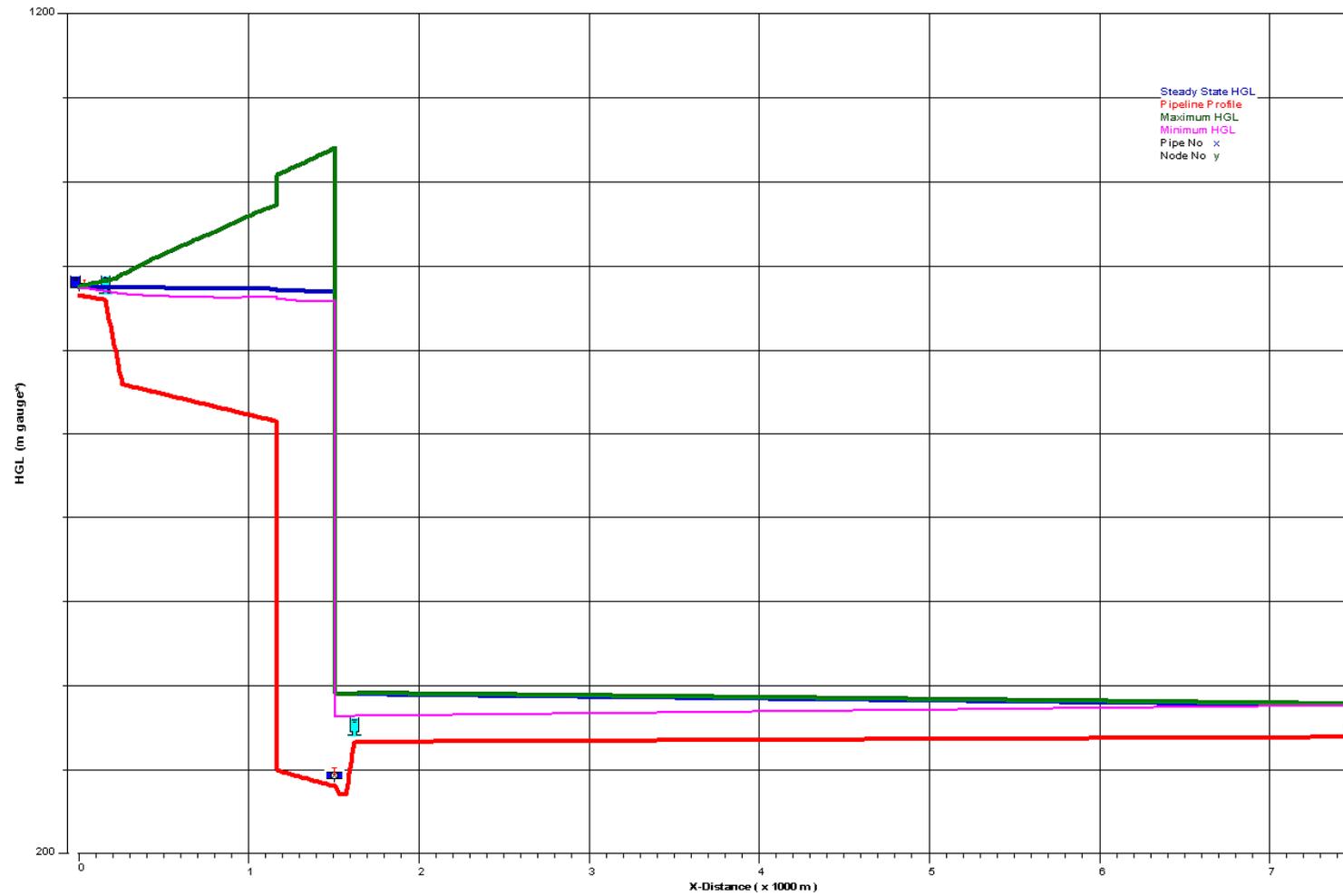
#### 6.4.6 Scenario A.01.4

Scenario riferito alla configurazione di progetto dell'opera (Rif. Scenario A.01). Le condizioni iniziali sono caratterizzate dal livello idrico del bacino di Monte Alto pari a 900 m s.m. (liv. max.) e dal livello idrico del bacino di Campolattaro pari a 377,25 m s.m. (liv. max.). Di seguito, in Figura 32 si propongono i risultati della simulazione effettuata.

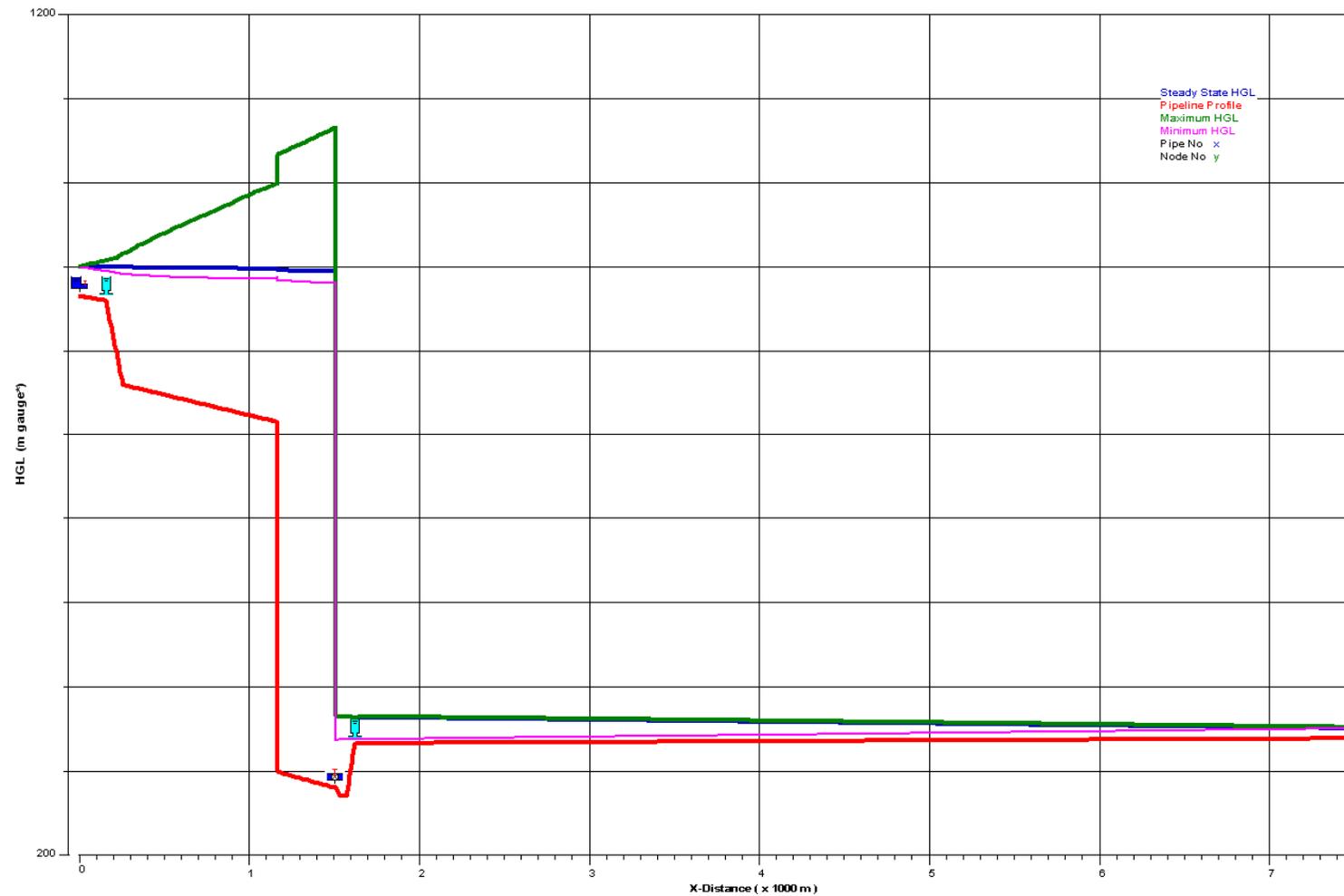
I risultati ottenuti dalla simulazione ricalcano quanto ottenuto nel caso precedente (Scenario A.01.3) ad eccezione del livello minimo raggiunto nel pozzo piezometrico di valle che, in questo caso, a causa del livello iniziale del bacino di Campolattaro risulta più elevato e pari a 364,2 m s.m. ( $H_{\min} = +31,6$  m). In sintesi, durante il transitorio, il massimo livello idrico raggiunto nel pozzo di monte è pari a 904,8 m s.m. e le massime sovrappressioni di colpo d'ariete lungo la condotta forzata corrispondono ad un carico idraulico di 789,2 m (1.069,2 m s.m.), corrispondente ad un sovraccarico del 27,3 % rispetto al carico statico ( $H_s = 620$  m).



**Figura 29 - Scenario A.01.1: piezometriche max (colore verde) e min (colore magenta) durante il transitorio di Colpo d'ariete dovuto alla chiusura d'emergenza del regolatore delle turbine in 20 secondi.**



**Figura 30 - Scenario A.01.2: piezometriche max (colore verde) e min (colore magenta) durante il transitorio di Colpo d'ariete dovuto alla chiusura d'emergenza del regolatore delle turbine in 20 secondi.**



**Figura 31 - Scenario A.01.3: piezometriche max (colore verde) e min (colore magenta) durante il transitorio di Colpo d'ariete dovuto alla chiusura d'emergenza del regolatore delle turbine in 20 secondi.**

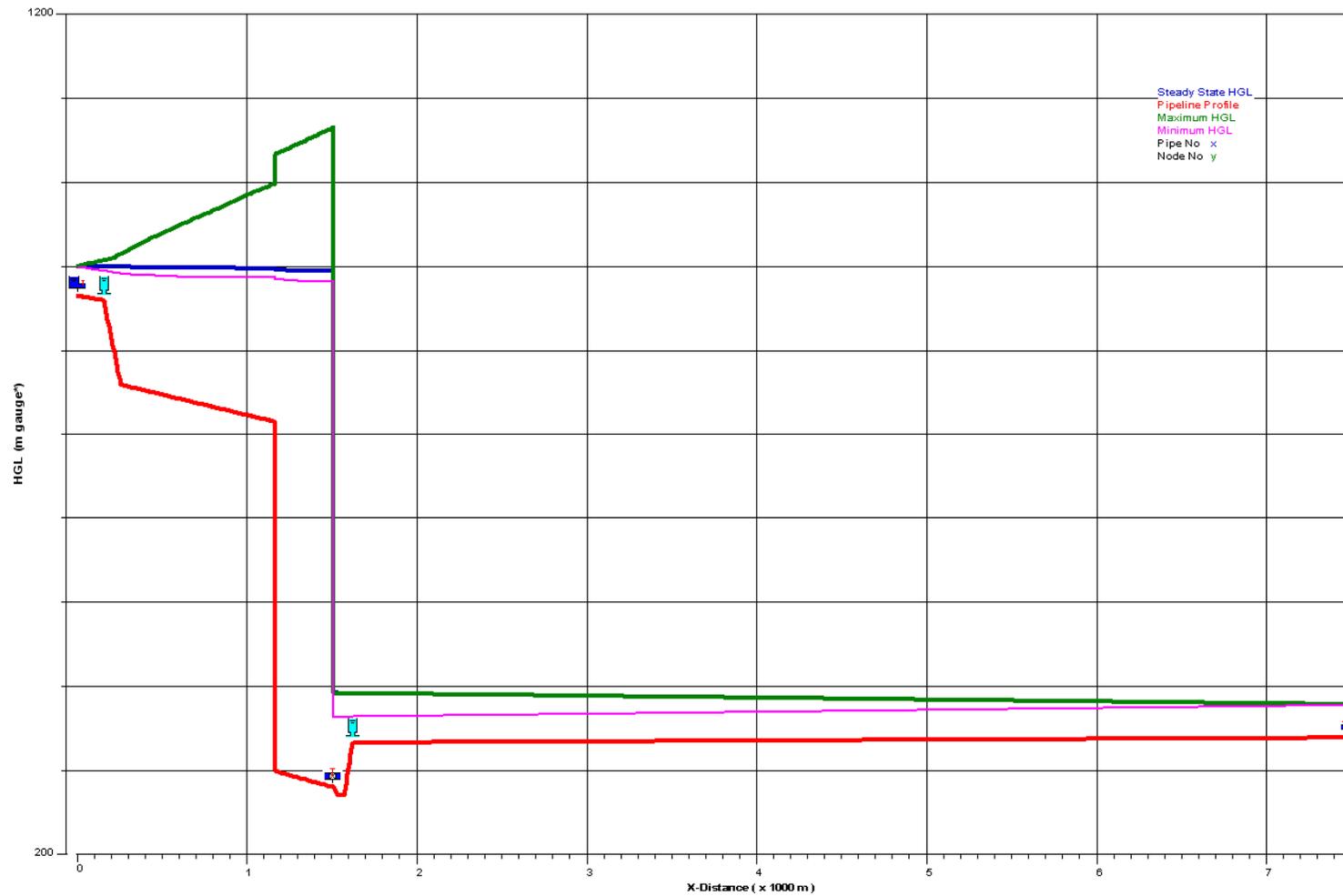


Figura 32 - Scenario A.01.4: piezometriche max (colore verde) e min (colore magenta) durante il transitorio di Colpo d'ariete dovuto alla chiusura d'emergenza del regolatore delle turbine in 20 secondi.

### 6.4.7 Scenario B.01.1

Scenario riferito alla configurazione di progetto dell'opera (Rif. Scenario B.01). Le condizioni iniziali sono caratterizzate dal livello idrico del bacino di Monte Alto pari a 873 m s.m. (liv. min.) e dal livello idrico del bacino di Campolattaro pari a 351 m s.m. (liv. min.). Queste condizioni permettono di verificare il livello minimo raggiunto durante i transitori nel pozzo piezometrico posto a monte, in prossimità dell'opera di presa del bacino di Monte Alto.

Di seguito, in Figura 33 si propongono i risultati della simulazione effettuata. I risultati ottenuti evidenziano che l'introduzione di un pozzo piezometrico in galleria, a valle della centrale, limita l'aumento delle pressioni durante la prima fase del transitorio di colpo d'ariete ed impedisce l'eccessivo abbassamento delle pressioni ed il conseguente innesco di fenomeni di cavitazione nella successiva fase transitoria. Inoltre, l'introduzione di un pozzo piezometrico a monte della centrale, in prossimità dell'opera di presa del bacino superiore, limita l'abbassamento delle pressioni lungo il primo tratto di condotta forzata, impedendo la formazione di pericolose depressioni e fenomeni di cavitazione.

In queste condizioni, il minimo livello idrico raggiunto in prossimità del pozzo piezometrico di monte è di 864,5 m s.m., corrispondente ad un carico piezometrico minimo ( $H_{\min}$ ) in condotta forzata di +7,9 m misurati rispetto all'asse della condotta.

In prossimità del pozzo piezometrico previsto a valle della centrale, lungo la galleria, il massimo livello idrico raggiunto durante il transitorio è di 376,9 m s.m., corrispondente ad un carico piezometrico massimo ( $H_{\max}$ ) rispetto l'asse della condotta forzata di + 44,2 m. Infine, durante il transitorio il massimo carico calcolato in condotta ( $H$ ), in prossimità delle macchine, è pari a 627,0 m (907,0 m s.m.), corrispondente ad un sovraccarico dello 1,1 % rispetto al carico statico ( $H_s = 620$  m).

### 6.4.8 Scenario B.01.2

Scenario riferito alla configurazione di progetto dell'opera (Rif. Scenario B.01). Le condizioni iniziali sono caratterizzate dal livello idrico del bacino di Monte Alto pari a 873 m s.m. (liv. min.) e dal livello idrico del bacino di Campolattaro pari a 377,25 m s.m. (liv. max.). Di seguito, in Figura 34 si propongono i risultati della simulazione effettuata. Le condizioni rappresentate da questo scenario permettono di verificare, a differenza di tutti gli scenari proposti per la fase di pompaggio, sia il livello massimo raggiunto durante i transitorio nel pozzo piezometrico posto in galleria, sia il livello minimo del pozzo piezometrico posto lungo

la condotta forzata, in prossimità dell'opera di presa del bacino di Monte Alto.

In generale, i risultati ottenuti dalla simulazione ricalcano quanto ottenuto nel caso precedente (Scenario B.01.1) ad eccezione del livello massimo raggiunto nel pozzo piezometrico di valle che, in questo caso, a causa del livello iniziale del bacino di Campolattaro, risulta più elevato del precedente e pari a 403,3 m s.m. ( $H_{\max} = +70,6$  m). In sintesi, durante il transitorio, il minimo livello idrico raggiunto nel pozzo di monte è pari a 864,5 m s.m. ( $H_{\min} = +7,3$  m) e le massime sovrappressioni di colpo d'ariete lungo la condotta forzata corrispondono ad un carico idraulico di 623,8 m (903,8 m s.m.), equivalente ad un sovraccarico del 0,6 % rispetto al carico statico ( $H_s = 620$  m).

#### **6.4.9 Scenario B.01.3**

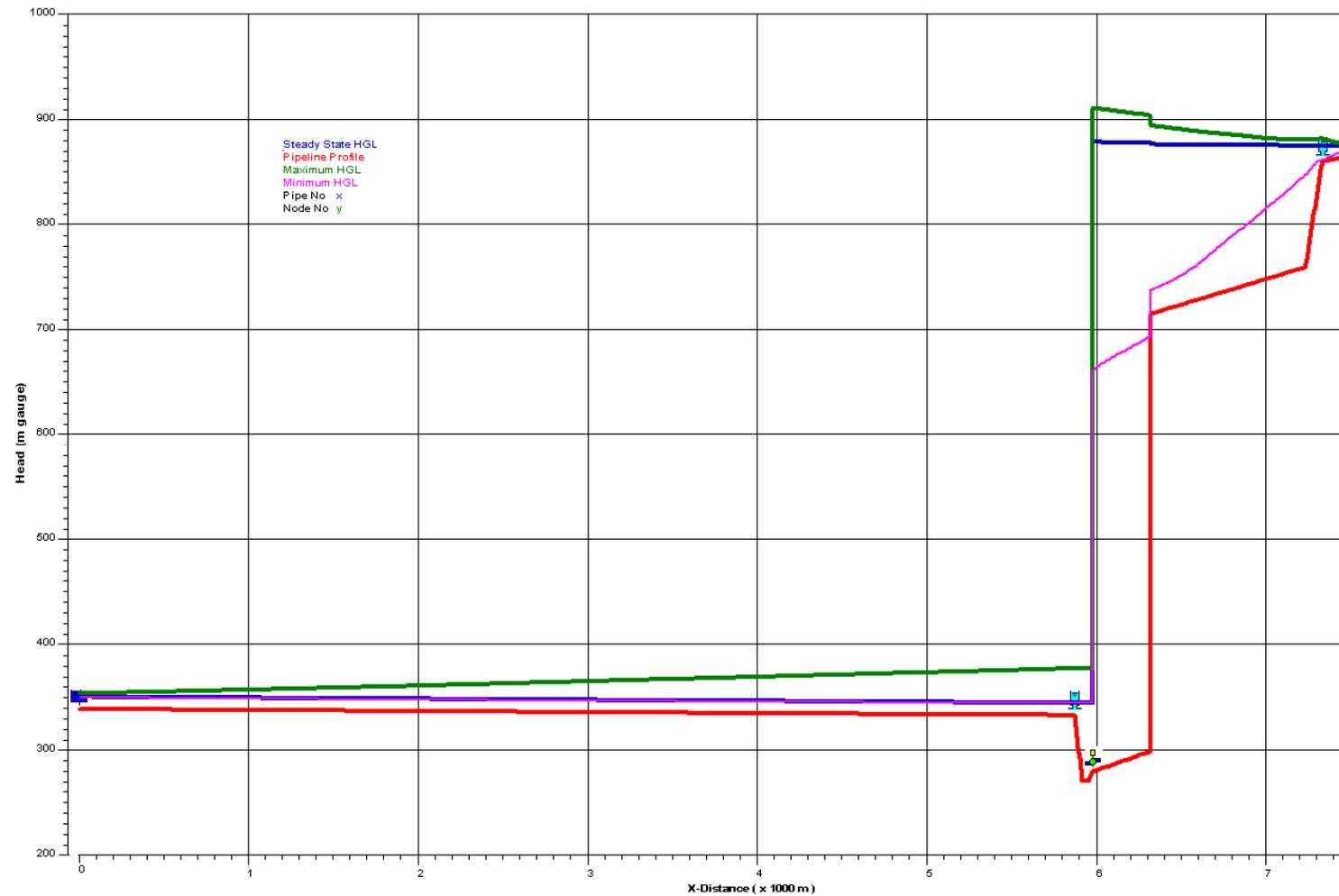
Scenario riferito alla configurazione di progetto dell'opera (Rif. Scenario B.01). Le condizioni iniziali sono caratterizzate dal livello idrico del bacino di Monte Alto pari a 900 m s.m. (liv. max.) e dal livello idrico del bacino di Campolattaro pari a 351 m s.m. (liv. min.). Di seguito, in Figura 35 si propongono i risultati della simulazione effettuata.

I risultati ottenuti confermano l'efficienza del pozzo piezometrico di valle nel mantenere limitati gli aumenti di carico in galleria, mentre in condotta forzata gli abbassamenti di pressione sono contenuti dal pozzo piezometrico di monte e dall'elevato livello idrico nel bacino di Monte Alto. In sintesi, il minimo livello idrico raggiunto nel pozzo di monte è pari a 891,3 m s.m. ( $H_{\min} = +34,1$  m), il massimo livello raggiunto nel pozzo di valle è pari a 376,8 m s.m., mentre le massime sovrappressioni di colpo d'ariete lungo la condotta forzata corrispondono ad un carico idraulico di 657,3 m (937,3 m s.m.), equivalente ad un sovraccarico del 6,0 % rispetto al carico statico ( $H_s = 620$  m).

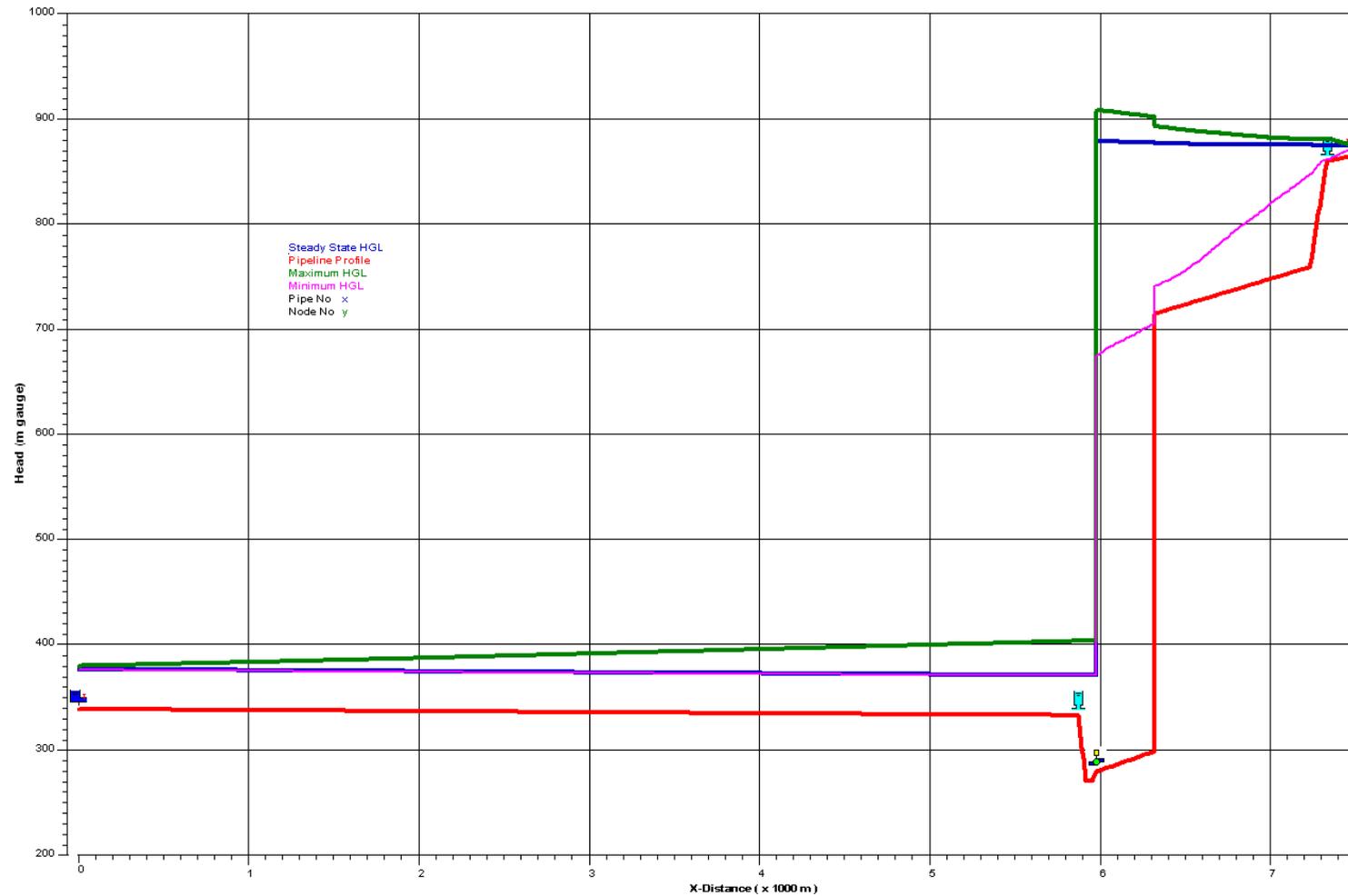
#### **6.4.10 Scenario B.01.4**

Scenario riferito alla configurazione di progetto dell'opera (Rif. Scenario B.01). Le condizioni iniziali sono caratterizzate dal livello idrico del bacino di Monte Alto pari a 900 m s.m. (liv. max.) e dal livello idrico del bacino di Campolattaro pari a 377,25 m s.m. (liv. max.). Di seguito, in Figura 36 si propongono i risultati della simulazione effettuata. Anche in questo caso, i risultati ottenuti confermano l'efficienza del pozzo di valle nel contenere l'aumento delle pressioni in galleria ed il contenimento dei minimi di pressione lungo la condotta forzata grazie al livello idrico del bacino di Monte Alto ed alla presenza del pozzo piezometrico di monte. In sintesi, il minimo livello idrico raggiunto nel pozzo di monte è pari a 891,4 m s.m.

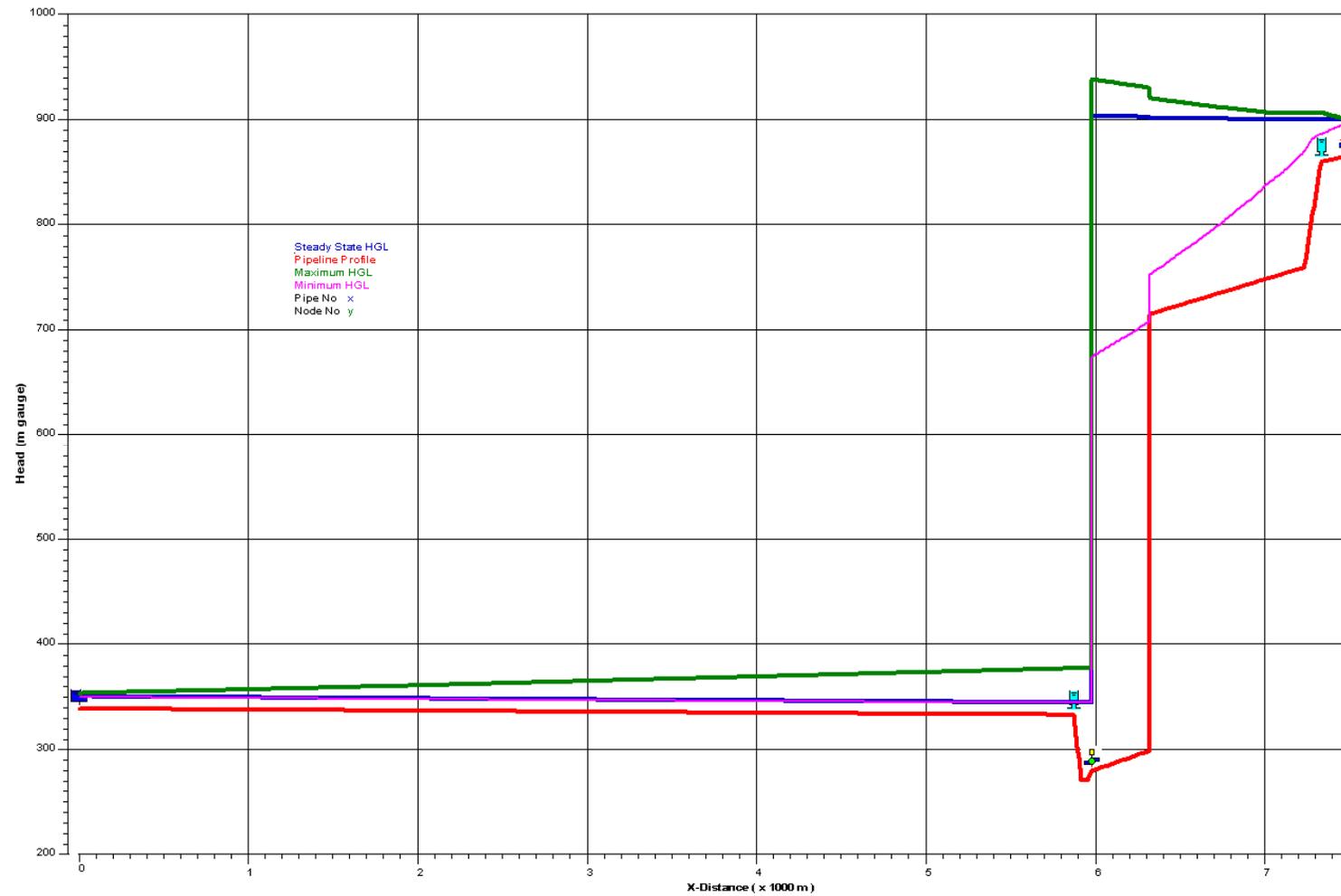
( $H_{\min} = +34,2$  m) come nel caso precedente ed il massimo livello raggiunto nel pozzo di valle è pari a 403,1 m s.m., valore in linea con quanto ottenuto per lo scenario B.01.2. Infine, le massime sovrappressioni di colpo d'ariete lungo la condotta forzata corrispondono ad un carico idraulico di 654,1 m (934,0 m s.m.), equivalente ad un sovraccarico del 5,5 % rispetto al carico statico ( $H_s = 620$  m).



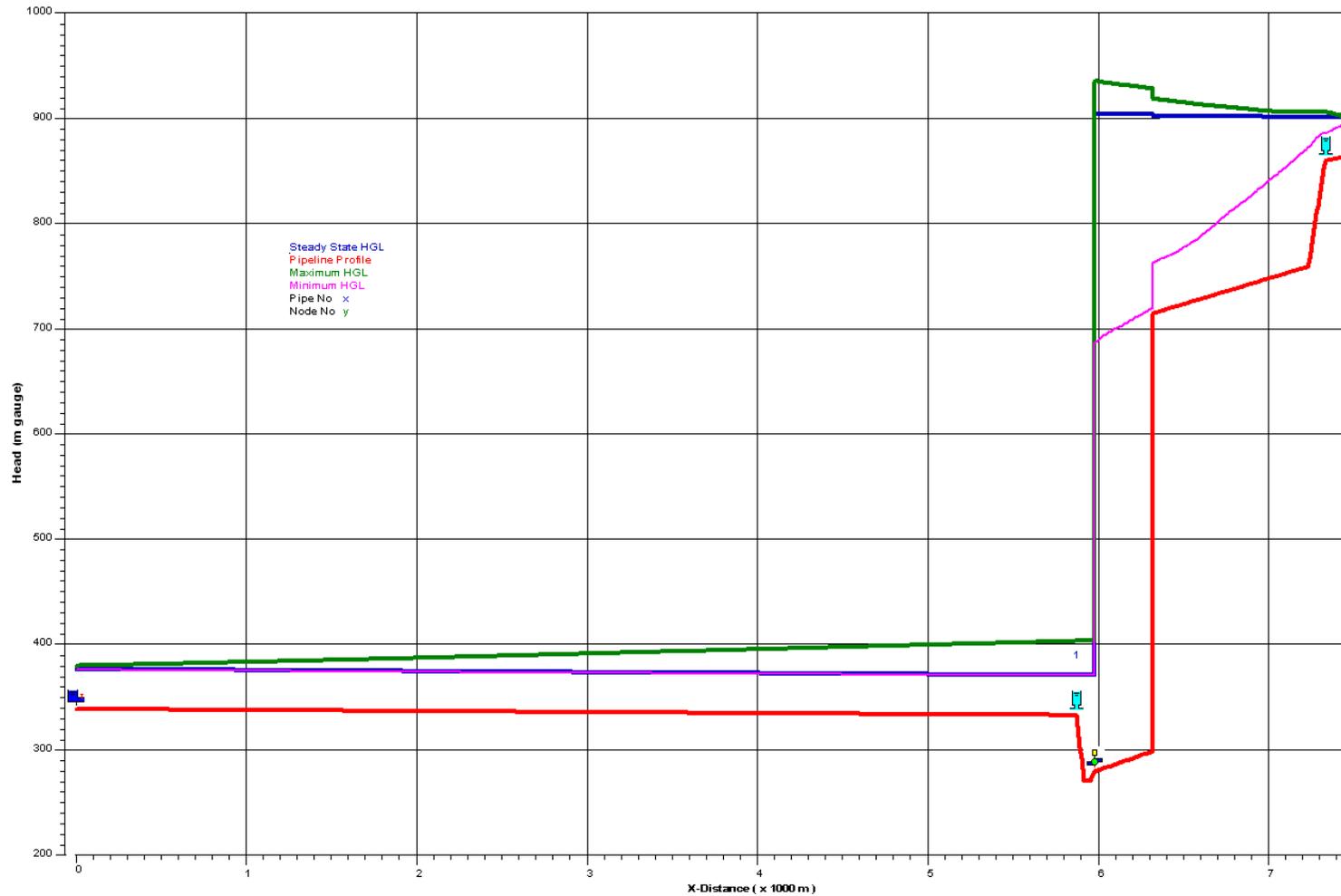
**Figura 33 - Scenario B.01.1: piezometriche max (colore verde) e min (colore magenta) durante il transitorio di Colpo d'ariete dovuto allo stacco dal carico elettrico delle macchine in fase di pompaggio.**



**Figura 34 - Scenario B.01.2: piezometriche max (colore verde) e min (colore magenta) durante il transitorio di Colpo d'ariete dovuto allo stacco dal carico elettrico delle macchine in fase di pompaggio.**



**Figura 35 - Scenario B.01.3: piezometriche max (colore verde) e min (colore magenta) durante il transitorio di Colpo d'ariete dovuto allo stacco dal carico elettrico delle macchine in fase di pompaggio.**



**Figura 36 - Scenario B.01.4 piezometriche max (colore verde) e min (colore magenta) durante il transitorio di Colpo d'ariete dovuto allo stacco dal carico elettrico delle macchine in fase di pompaggio.**

## 6.5 CONCLUSIONI

Le verifiche, eseguite per i vari scenari riferiti alle condizioni di funzionamento in esercizio (Scenario A e B), hanno confermato la necessità di introdurre nel sistema idraulico dell'impianto due pozzi piezometrici atti a stabilizzare e limitare i transitori idraulici che si formano, soprattutto, in seguito a manovre d'emergenza (arresto delle macchine e stacco dal carico elettrico).

Le analisi effettuate sugli scenari A.00 e B.00 hanno permesso di individuare le criticità potenzialmente dannose per la vita utile dell'opera, che si generano lungo il sistema in occasione di manovre o operazioni di emergenza. In particolare, dalle verifiche è emerso che sia la chiusura d'emergenza del regolatore a servizio delle turbine, che lo stacco delle macchine dal carico elettrico in fase di pompaggio, generano fenomeni di depressione e cavitazione o eccessi di sovrappressione lungo l'impianto. Tra questi, i fenomeni di cavitazione che si generano in galleria in fase di turbinaggio e lungo la condotta forzata in fase di pompaggio (tratto in corrispondenza dell'opera di presa del bacino di Monte Alto), generano condizioni di regime transitorio particolarmente severe per l'opera.

Per ovviare a tali anomalie e, quindi, attenuare i transitori elastici nel sistema, sono stati previsti due pozzi piezometrici con strozzatura. Il primo, posto a monte in prossimità del locale paratoie a Monte Alto, avente diametro principale di 15 m e strozzatura di diametro 4,5 m ed il secondo, posto subito a valle della centrale, avente diametro principale di 30 m e strozzatura di diametro 10 m. Le verifiche effettuate sugli scenari A.01 e B.01 hanno confermato, in termini di attenuazione dei transitori elastici, la validità degli accorgimenti proposti. In particolare, i risultati delle simulazioni mostrano che il pozzo piezometrico posto a valle della centrale permette di attenuare, sia in fase di turbinaggio che di pompaggio, l'abbassamento di pressione in galleria durante il transitorio, impedendo la formazione di pericolose depressioni o fenomeni di cavitazione. Inoltre, per quanto riguarda la sola fase di pompaggio, l'opera limita il considerevole aumento di pressione che si svilupperebbe in condotta a causa del rallentamento della girante in seguito al distacco dal carico elettrico. Inoltre, le simulazioni hanno confermato l'efficacia del pozzo di monte nel contenere l'abbassamento di pressione lungo il primo tratto di condotta forzata, impedendo la formazione di pericolose depressioni o fenomeni di cavitazione. Di seguito, in Tabella 1, si riportano i risultati più significativi delle simulazioni effettuate, espressi in termini di massimi e minimi carichi piezometrici calcolati.

**Tabella 7 – Risultati delle simulazioni – max. e min. carichi piezometrici in prossimità dei pozzi piezometrici e massime sovrappressioni di colpo d’ariete.**

**LIVELLI PIEZOMETRICI MASSIMI E MINIMI**

Quota asse condotta m s.m.	857.20	332.67	855.35	280.00
----------------------------	--------	--------	--------	--------

Scenario	P1		P2		Rif. 3		Sovrac.
	Max m s.m.	Min m s.m.	Max m s.m.	Min m s.m.	Max m s.m.	Min m s.m.	Max m s.m.
<b>A.01.01</b>	877.8	870.3	364.2	<b>338.0</b>	879.2	869.5	1042.2
<b>B.01.01</b>	<b>874.7</b>	<b>864.5</b>	<b>376.9</b>	<b>344.4</b>	<b>874.8</b>	<b>859.5</b>	<b>907.0</b>
<b>A.01.02</b>	879.4	868.6	391.9	364.2	879.1	869.6	1042.2
<b>B.01.02</b>	<b>874.7</b>	<b>864.5</b>	<b>403.3</b>	<b>370.6</b>	<b>874.8</b>	<b>859.7</b>	<b>903.8</b>
<b>A.01.03</b>	<b>904.8</b>	897.3	365.8	338.0	<b>906.3</b>	896.5	<b>1069.3</b>
<b>B.01.03</b>	<b>901.8</b>	<b>891.3</b>	<b>376.8</b>	<b>344.4</b>	<b>901.8</b>	<b>885.8</b>	<b>937.3</b>
<b>A.01.04</b>	904.8	897.3	391.2	364.2	906.2	896.5	1069.2
<b>B.01.04</b>	<b>901.8</b>	<b>891.4</b>	<b>403.1</b>	<b>370.6</b>	<b>901.8</b>	<b>886.4</b>	<b>934.1</b>

L’analisi degli Scenari B.01.2/4 ha permesso di determinare il massimo livello raggiunto nel pozzo di valle pari a 403,3 m s.m, mentre l’analisi degli Scenari A.01.1/3 ha condotto all’individuazione del minimo livello idrico pari a 338,0 m s.m., corrispondente ad un carico idraulico di +5,3 m rispetto all’asse della galleria. L’analisi degli Scenari B.01.1/2 ha permesso di determinare il minimo livello idrico raggiunto nel pozzo di monte e pari a 864,5 m s.m., corrispondente ad un carico piezometrico minimo ( $H_{min}$ ) in condotta forzata di +7,3 m rispetto al suo asse, mentre l’analisi degli Scenari A.01.3/4 ha condotto all’individuazione del massimo livello idrico raggiunto nel pozzo pari a 904,8 m s.m.

Infine, i risultati delle simulazioni hanno determinato che la massima sovrappressione raggiunta durante i transitori elastici di colpo d’ariete non superano mai il +30 % del massimo carico statico ( $H_s = 620$  m), pari a 806 m e corrispondente ad una quota piezometrica pari a 1.086,0 m s.m. Infatti, le simulazioni hanno permesso di verificare che le massime sovrappressioni, raggiunte nel caso dello Scenario A.01.3, si attestano ad un valore di carico pari a 789,3 m (1.069,3 m s.m.), corrispondente ad un sovraccarico del 27,3 % rispetto al carico statico ( $H_s = 620$  m).

## **7. DIMENSIONAMENTO OPERA DI PRESA/RESTITUZIONE A CALICE NELL'INVASO DI CAMPOLATTARO**

### **7.1 PREMESSA**

Obiettivo del presente capitolo è il dimensionamento dell'opera di presa/restituzione a calice posta nell'invaso di Campolattaro.

L'analisi è volta all'individuazione degli scenari più significativi di funzionamento dell'impianto in base ai quali calcolare le grandezze geometriche caratteristiche del manufatto.

Il calice di cui trattasi deve funzionare sempre sotto battente, anche con il minimo livello di regolazione dell'invaso di Campolattaro pari a 351,00 m s.m., senza dare origine a fenomeni indesiderati di intrusione di aria, quando il calice agisce come opera di presa (fasi di pompaggio), o di generazione di eccessivi fenomeni ondosi, quando il calice agisce come opera di sbocco (fasi di turbinaggio).

Nelle fasi di pompaggio, che sono le più critiche, il dimensionamento del calice consiste nel determinare:

- la quota del ciglio di ingresso, posta convenientemente al di sotto della minima quota di pelo libero dell'invaso di Campolattaro, pari a 351 m s.m.;
- il diametro del ciglio sfiorante;
- il profilo geometrico del calice;
- il diametro del sottostante pozzo verticale e del raccordo curvilineo con la galleria di presa/restituzione caratterizzata da un diametro di 6 m.

Tutti tali elementi devono nel loro insieme garantire la formazione di un campo di moto regolare, senza formazione di richiami d'aria dall'esterno e senza vorticità.

### **7.2 CALCOLO DELLA PORTATA CIRCOLANTE DURANTE IL POMPAGGIO**

Il funzionamento del calice dipende dalla configurazione delle linee piezometriche dell'intero impianto, legate alle caratteristiche di funzionamento delle pompe. Più specificatamente occorre valutare le portate e le prevalenze fornite dalle pompe nei diversi scenari di funzionamento maggiormente significativi.

Per il bacino di Monte Alto e l'invaso di Campolattaro, note le quote massime e minime di regolazione, sono individuabili i seguenti 4 scenari di funzionamento:

- *scenario 1:* Molte Alto: quota di massima regolazione: 900 m s.m.  
Campolattaro: quota di minima regolazione: 351 m s.m.
- *scenario 2:* Molte Alto: quota di massima regolazione: 900 m s.m.  
Campolattaro: quota di massima regolazione: 377,25 m s.m.
- *scenario 3:* Molte Alto: quota di minima regolazione: 873 m s.m.  
Campolattaro: quota di minima regolazione: 351 m s.m.
- *scenario 4:* Molte Alto: quota di minima regolazione: 873 m s.m.  
Campolattaro: quota di massima regolazione: 377,25 m s.m.

La portata  $Q$  effettivamente sollevata e la corrispondente prevalenza  $H$  dipendono sia dalle caratteristiche delle pompe che dalle caratteristiche dell'impianto idraulico, sintetizzate nella curva di impianto:

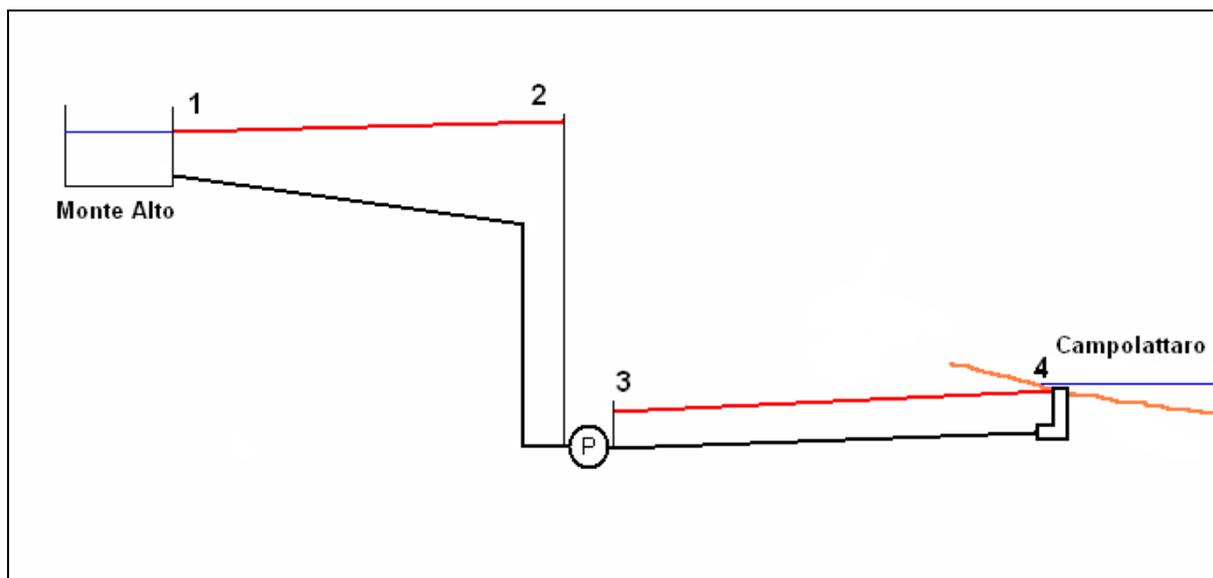
$$H = Y_{geod} + \sum_{conc} kQ^2 + \sum_{distr} J(Q^2)L \quad [1]$$

Tale curva lega la prevalenza  $H$  delle pompe alla portata sollevata  $Q$  in funzione della somma delle perdite di carico concentrate  $\sum_{conc} kQ^2$  e distribuite  $\sum_{distr} J(Q^2)L$ .

Il calcolo delle perdite distribuite è stato condotto considerando la condizione più gravosa, ovvero a tubi usati, e utilizzando i valori delle scabrezze riportati nel capitolo 5.

L'equazione applicata per il calcolo della cadente a tubi usati è la relazione di Gauckler–Strickler:

$$J = \frac{10.29}{k_s^2} \cdot \frac{Q^2}{D^{5.33}} \quad [1]$$



**Figura 37 - Andamento qualitativo della linea dei carichi totali lungo l'impianto in fase di pompaggio**

Sulla base delle discontinuità geometriche presenti lungo il profilo (curve, cambi di diametro) e degli organi elettromeccanici di regolazione inseriti (valvole, paratoie), per le perdite concentrate si sono cautelativamente considerati i seguenti valori: 2 m nel tratto 1-2 e 1 m nel tratto 3-4.

La curva caratteristica della pompa è desunta dai dati forniti dal costruttore, ed è pari a:

$$H = 690.67 - 6.64 \cdot 10^{-8} \cdot Q^2 \quad [2]$$

Il suddetto sistema di equazioni (curva caratteristica delle pompe, curva d'impianto e scenari delle quote dei due serbatoi) conduce a determinare i seguenti punti di funzionamento.

**Tabella 8 – Punti di funzionamento delle pompe in funzione dei livelli dei laghi**

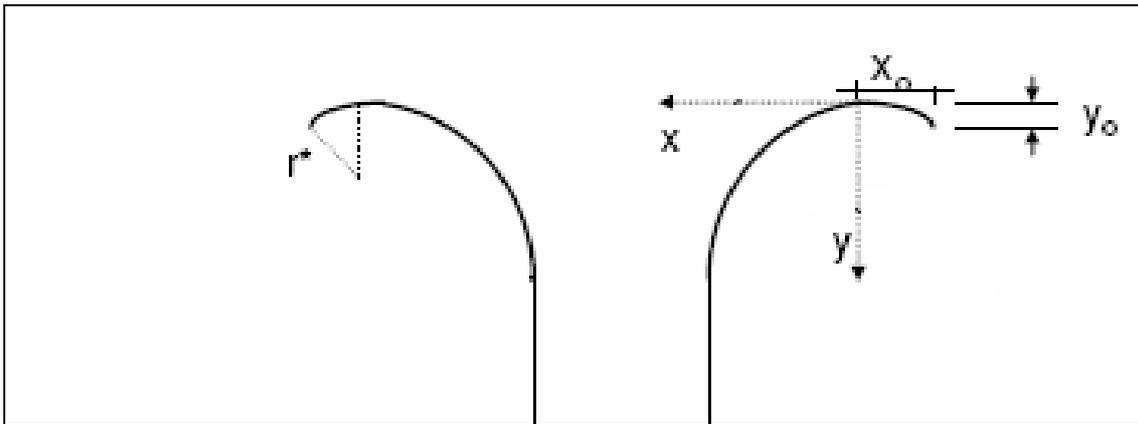
$H_{\text{Monte Alto}}$ [m s.m.]	$H_{\text{Campolattaro}}$ [m s.m.]	$Q$ [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]	Prevalenza pompa [m]
900	351,00	88,20	561,54
900	377,25	96,20	537,04
873	351,00	95,84	538,21
873	377,25	103,24	513,73

Per la definizione della geometria del calice e lo studio di eventuali criticità (funzionamento del calice a stramazzo con possibile ingresso di aria nel condotto di aspirazione durante il pompaggio), è necessario valutare il carico minimo in corrispondenza del calice che garantisca un funzionamento sotto battente. In questi termini, la condizione più gravosa si ha

in corrispondenza dello scenario 3, associato ai minimi livelli in entrambi i serbatoi, a cui corrisponde un valore di portata pari a 95,84 m<sup>3</sup>/s.

### 7.3 DEFINIZIONE E TRACCIAMENTO DELLA GEOMETRIA DEL CALICE

L'opera di presa a calice è costituita da una soglia sfiorante di forma circolare, che convoglia mediante un profilo a coppa la corrente nel pozzo verticale; tale pozzo è raccordato alla galleria sub-orizzontale, posta alla base di esso, con una curva a 90°.



**Figura 38 - Schema generale del profilo del calice**

Le caratteristiche geometriche dell'imbocco possono essere determinate mediante le formule sperimentali di Lazzari, valide per  $(h + y_o)/(R + x_o) = 0,1 \div 0,5$  :

$$\frac{x_o}{R + x_o} = 0.144 \cdot \frac{h + y_o}{R + x_o} + 0.011 \quad [3]$$

$$\frac{y_o}{R + x_o} = 0.055 \cdot \frac{h + y_o}{R + x_o} + 0.03 \cdot \frac{(h + y_o)^2}{(R + x_o)^2} \quad [4]$$

$$r^* = \frac{1}{2 \cdot y_o} \cdot (x_o^2 + y_o^2) \quad [5]$$

Il profilo a coppa che si raccorda al pozzo presenta andamento simile a quello standard Creager-Scimemi; è ottenuto tramite l'equazione:

$$\frac{y}{h + y_o} = 0.608 \cdot \left( \frac{x}{h + y_o} \right)^{1.8} \quad [6]$$

Si riportano qui di seguito i dati principali utilizzati per lo studio dell'opera:

**Tabella 9 – caratteristiche principali dell'opera di presa**

Portata di pompaggio [m <sup>3</sup> /s]	95,84
Quota massimo invaso [m s.m.]	377,25
Quota fondo condotta [m s.m.]	335,64
Quota di minima regolazione [m s.m.]	351,00
Raggio condotta r <sub>c</sub> [m]	3,00
Raggio pozzo r <sub>p</sub> [m]	3,00
Area sezione galleria A <sub>c</sub> [m <sup>2</sup> ]	28,27

Dopo aver considerato diverse combinazioni del raggio del calice, della quota del ciglio di sfioro e del raggio medio della curva a gomito di raccordo tra il pozzo e la galleria, si è optato per la seguente terna di valori:

$$R = 5 \text{ m}$$

$$H_{\text{ciglio}} = 349,50 \text{ m s.m.}$$

$$R_{\text{asse curva}} = 9,00 \text{ m.}$$

La scelta tiene conto delle seguenti considerazioni:

- calici con raggi in sommità maggiori del valore individuato comporterebbero profili di imbocco incompatibili con l'esigenza di raccordare la galleria e il pozzo mediante una curva a gomito di 90°, con raggio interno almeno pari al diametro della galleria (6,00 m). Raggi di curvatura nel gomito inferiori indurrebbero perdite di carico concentrate più elevate; viceversa raggi superiori richiederebbero un eccessivo sviluppo geometrico, rendendo impossibile un ottimale raccordo con il pozzo;
- la quota di 349,50 m s.m. del ciglio sfiorante deriva da un compromesso tra le varie esigenze idrauliche (garantire, in corrispondenza del minimo livello di invaso pari a quota 351,00 m s.m., un battente minimo sopra la soglia che eviti l'ingresso di aria nella condotta con conseguente possibile danneggiamento delle macchine), gestionali ed impiantistiche (evitare l'ingresso di sedimenti posti sul fondo dell'invaso).

Le dimensioni scelte impongono la seguente geometria, valutata con l'ausilio delle equazioni [3], [4] e [5], assumendo  $h = 1,50 \text{ m}$ , pari alla differenza tra l'altezza di minima regolazione e la quota del ciglio del manufatto:

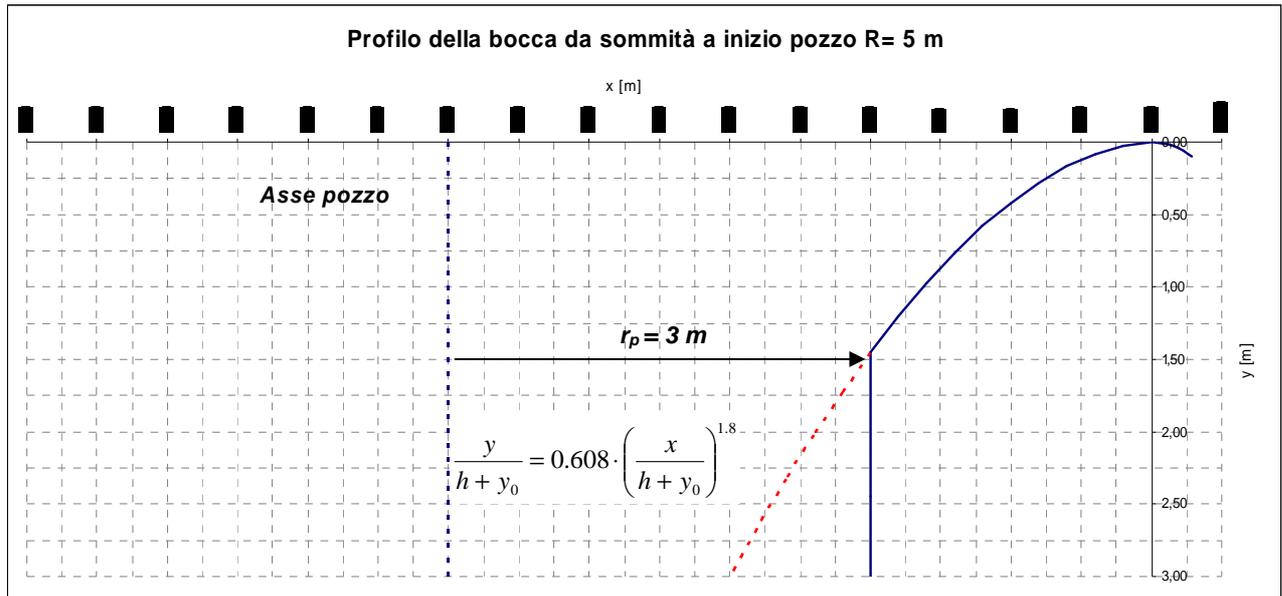
$$x_0 = 0,29 \text{ m};$$

$$y_0 = 0,10 \text{ m.}$$

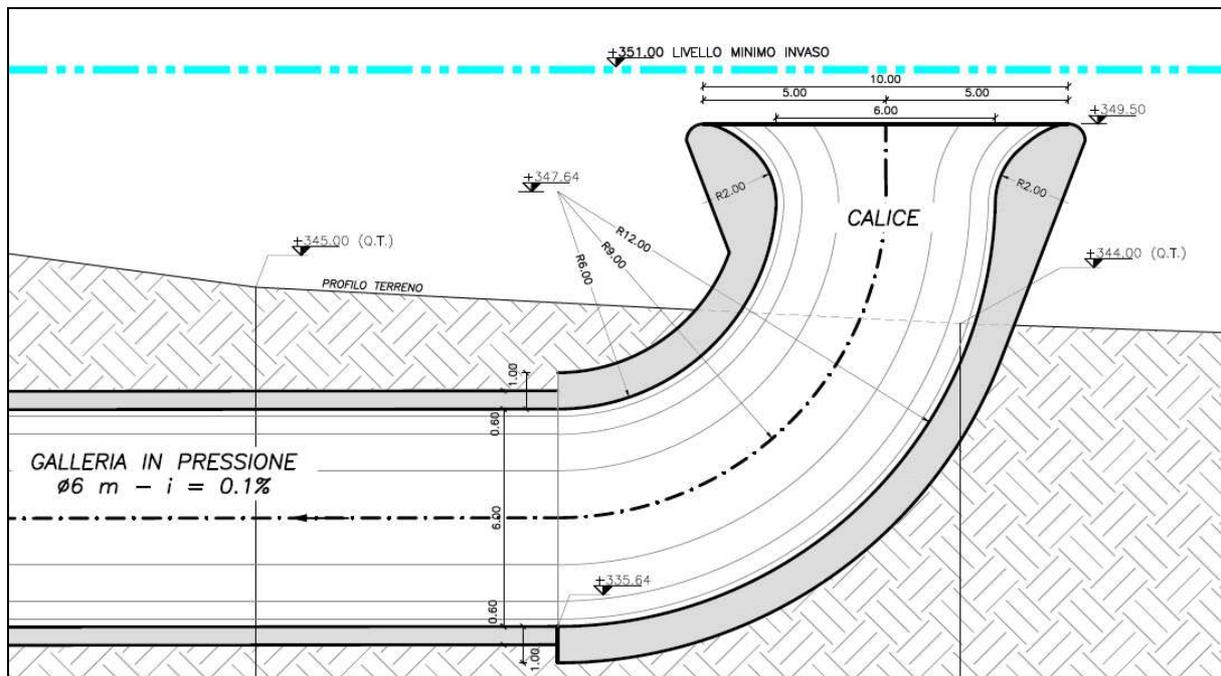
$$r^* = 0,46 \text{ m.}$$

In funzione della geometria adottata e dell'equazione [6] è possibile quindi tracciare il profilo dell'imbocco dell'opera di presa a calice (cfr. Figura 39). Per maggiori dettagli si rimanda alla

tavola 483-01E-ET-DDP-170.



**Figura 39 - Profilo dell'imbocco dell'opera di presa a calice**



**Figura 40 - Sezione trasversale opera di presa/restituzione di valle**

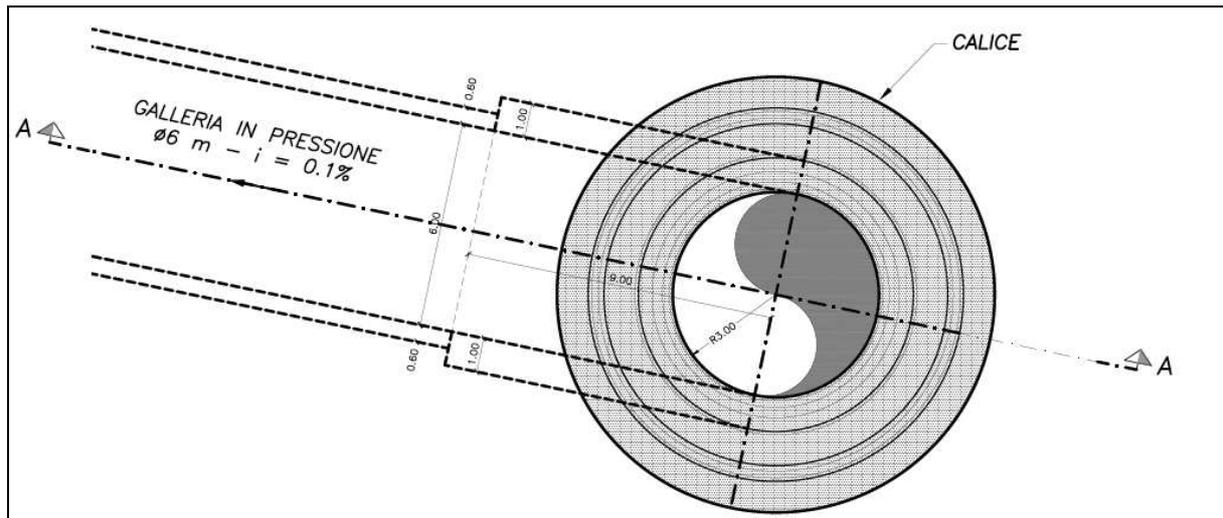


Figura 41 - Pianta opera di presa/restituzione di valle

#### 7.4 ANALISI FUNZIONAMENTO A STRAMAZZO

Per assicurare che l'opera di presa funzioni a battente in qualunque condizione operativa è necessario valutare l'altezza idrica minima al di sopra della quale il funzionamento a stramazzo è inibito. Ipotizzando di voler sollevare una portata pari a  $Q = 95,84 \text{ m}^3/\text{s}$  (scenario 3), il calcolo del battente idrico sul ciglio in condizioni di funzionamento a stramazzo, svolto con l'ausilio della classica legge di efflusso:

$$Q_{\text{stramazzo}} = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot \mu \cdot h_s^{1.5} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \quad [7]$$

con:

- $R$  : raggio in sommità;
- $\mu$  : coefficiente di efflusso, valutabile per gli scaricatori a calice come

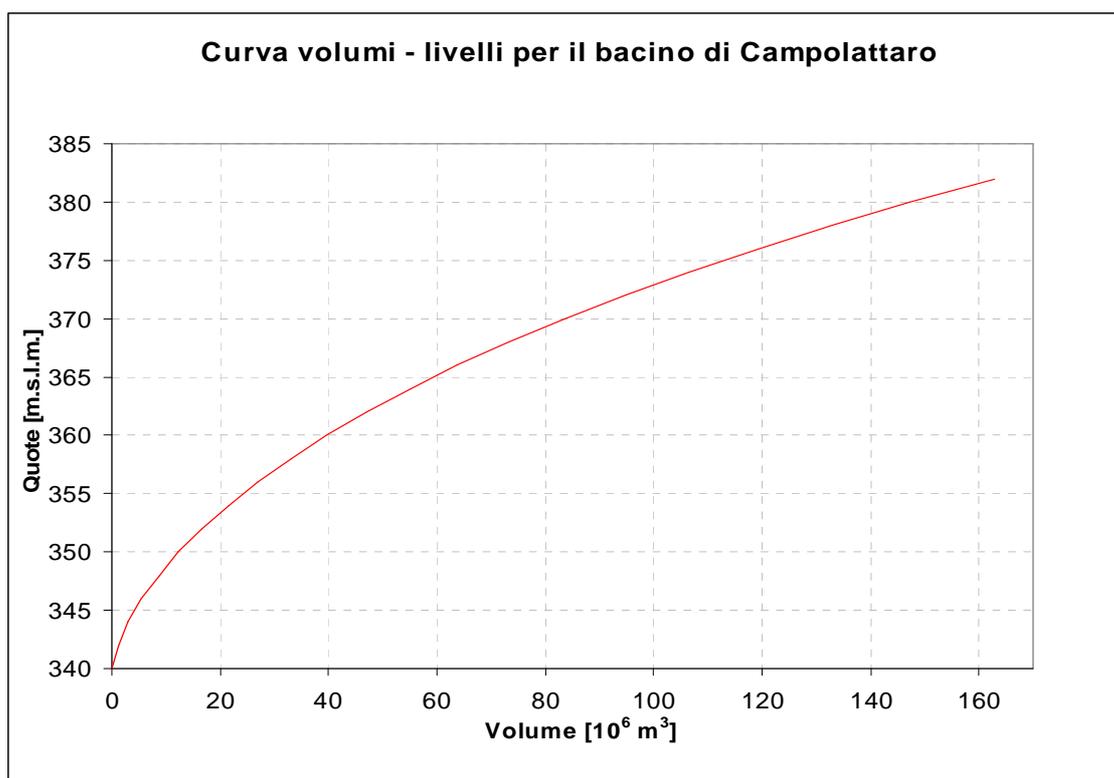
$$\mu = 0.371 \cdot \left( \frac{R + x_o}{h + y_o} \right)^{0.05} \quad [8], \text{ pari a } 0,394,$$

porta ad ottenere un valore di  $h_s$  pari a 1,45 m.

Pertanto, per evitare che l'opera di presa a calice funzioni a stramazzo, occorre garantire al di sopra del ciglio di sfioro un tirante minimo di 1,45 m, per cui è necessario arrestare il pompaggio quando il livello nell'invaso risulta pari a  $H = 349,50 + 1,45 = 350,95 \text{ m s.m.}$ , ossia 351 m s.m.. Si ricorda che tale quota idrica rappresenta il livello di minima regolazione previsto per il serbatoio di Campolattaro.

Inoltre, siccome il volume che occorre pompare dall'invaso di Campolattaro durante i giorni di sabato e domenica per poter riempire l'invaso di Monte Alto è pari a  $7 \text{ Mm}^3$ , al fine di rispettare la quota di minima di regolazione occorre che il livello nel bacino di Campolattaro sia almeno pari a circa 353,8 m s.m. all'inizio (venerdì sera) della fase di pompaggio, come risulta dalla curva volumi-livelli dell'invaso di Capolattaro (Figura 42).

Comunque, in ogni caso, il pompaggio deve arrestarsi quando il livello del lago di Campolattaro scende al di sotto di 351,00 m s.m..



**Figura 42 - Curva volumi-livelli del bacino di Campolattaro**

## 7.5 CALCOLO DELLE PERDITE NELL'OPERA DI PRESA

La valutazione complessiva delle perdite di carico nell'opera di presa deve tenere conto di tre contributi:

- perdita localizzata di imbocco  $\Delta h_i$ ;
- perdita distribuita lungo il pozzo  $\Delta h_p$ ;
- perdita localizzata nel gomito  $\Delta h_g$ .

La perdita di imbocco può essere valutata attraverso la seguente relazione:

$$\Delta h_i = \xi \cdot \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot A^2} \quad [9]$$

con:

- $\xi = 0,05$ : coefficiente per imbocco ben raccordato;
- $A$ : area sezione di imbocco,
- $Q = 95,84 \text{ m}^3/\text{s}$ : portata massima in presenza di un livello nel serbatoio di Campolattaro pari a 351,00 m s.m.

La perdita distribuita lungo il pozzo è calcolata come:

$$\Delta h_p = J \cdot L_p \quad [10]$$

ove:

- $L_p$  è lo sviluppo del pozzo, valutato dal ciglio di sfioro fino alla sezione della galleria sub-orizzontale posta appena a valle della curva a  $90^\circ$ ;
- dalla [1]  $J = \frac{10.29}{k_s^2} \cdot \frac{Q^2}{(2 \cdot r_p)^{5.33}}$  : cadente secondo Gauckler–Strickler, assumendo, a favore di sicurezza,  $k_s$  pari a  $77 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , in conformità con quanto indicato nel paragrafo 5.2.

La perdita localizzata nel gomito,  $\Delta h_g$ , viene ricavata dalla medesima equazione valida per l'imbocco, considerando  $\xi = 0,125$ ; tale valore discende dalla relazione, fornita da Hager, che lega il coefficiente  $\xi$  al raggio del gomito ( $r_g = 9,00 \text{ m}$ ), all'angolo di curvatura ( $\delta = 90^\circ$ ) e al diametro delle condotte raccordate ( $D = 6,00 \text{ m}$ ):

$$\xi = \frac{2\sqrt{2} \cdot \sin(\delta/2)}{(1 + 2 \cdot r_g / D)^2} = 0.125 \quad [11]$$

In base a quanto sopra indicato risulta che le perdite di carico in corrispondenza dell'opera di presa valgono:

**Tabella 10 – perdite di carico in corrispondenza dell'opera di presa**

	$\Delta h \text{ [m]}$
$\Delta h_i$ Imbocco	0,004
$\Delta h_p$ Pozzo	0,009
$\Delta h_g$ Gomito	0,073

Pertanto, la perdita di carico totale lungo l'opera di presa è pari a  $\Delta H_{tot} = 0,09 \text{ m}$ , per cui molto contenuta.

## 7.6 GARANZIE RISPETTO AI FENOMENI DI INTERRIMENTO DELL'INVASO DI CAMPOLATTARO

Tenendo conto che l'invaso di Campolattaro può essere soggetto a fenomeni di interrimento (si consulti in proposito lo studio di Sogesid SpA citato in bibliografia), la quota di presa del manufatto a calice in oggetto deve mantenere adeguati margini di sicurezza funzionale rispetto a tali fenomeni di interrimento.

Tale verifica può essere effettuata confrontando la prima citata curva volumi-livelli dell'invaso di Capolattaro (Figura 36) con il volume medio annuo di sedimenti di deposito nel lago calcolato da Sogesid SpA in 242'000 m<sup>3</sup>/anno.

Poiché dalla curva d'invaso risulta che il volume d'invaso (volume morto) soggiacente alla quota 349,50 m s.m. del ciglio del calice di presa è pari a circa 11,5 Mm<sup>3</sup>, risulta che per il suo eventuale riempimento occorrerebbe un tempo di circa 48 anni in presenza di una sedimentazione di 242'000 m<sup>3</sup>/anno.

Nella tabella seguente si riporta la sintesi dei casi più significativi che sono stati analizzati, con evidenziata la configurazione che è stata ritenuta ottimale.

**Tabella 11 – Scenari analizzati per il dimensionamento dell'opera di presa a calice**

Quota ciglio calice [m s.m.]	Volume invasato [m <sup>3</sup> ]	Tempo previsto di interrimento [anni]	Raggio imbocco [m]	Altezza critica da funzionamento a stramazzo h* [m]	Quote relative ad h* [m s.m.]	Quota minima per garantire 7 Mm <sup>3</sup> sopra h* [m s.m.]
349	10.653.384	44,02	4,00	1,70	350,7	353,6
			4,50	1,60	350,6	353,6
<b>349,5</b>	<b>11.530.924</b>	<b>47,65</b>	<b>5,00</b>	<b>1,45</b>	<b>351,0</b>	<b>353,8</b>
351	14.423.480	59,60	5,50	1,40	352,4	354,8
			6,00	1,30	352,3	354,8

Sussiste quindi un largo margine di sicurezza di funzionamento rispetto al fenomeno di interrimento, e ciò anche se, considerando l'inevitabile incertezza insita nei calcoli della sedimentazione attesa, si dovesse verificare un apporto solido maggiore di quello indicato.

## 7.7 CONCLUSIONI

La scelta progettuale presentata in precedenza nasce da uno studio comparato di diversi scenari considerati; in particolare, per ciascuno di essi:

- si è scelta una quota del ciglio e un raggio di imbocco;
- è stato tracciato il profilo dell'opera, assumendo come invariante il raggio del pozzo

(3,00 m), la quota fondo e il diametro della galleria al piede (rispettivamente 335,64 m s.m. e 6,00 m) e il raggio medio del gomito (9,00 m);

- è stata valutata l'altezza critica di funzionamento a stramazzo;
- con l'ausilio della curva volumi-livelli del bacino di Campolattaro è stata calcolata la quota minima per garantire il pompaggio di  $7,00 \text{ Mm}^3$  (pari alla capacità del bacino di Monte Alto), assicurando nel contempo un funzionamento a battente;
- noto il valore di interrimento annuo per il serbatoio di Campolattaro, stimato pari a  $242'000 \text{ m}^3$  (fonte: Sogesid S.p.A.), si è valutato il tempo previsto di interrimento del volume sotteso alla quota del ciglio del calice.

## 8. BIBLIOGRAFIA

1. "Determinazioni sperimentali dei coefficienti di scabrezza di grandi gallerie e condotte forzate in cemento armato", Soc. Meridionale di Elettricità, L'Energia Elettrica, aprile 1935.
2. "Perdite di carico in grandi condotte", G.H. Hickox - A.J. Peterka - R.A. Elder, Proceedings Am. Soc. C.E., aprile 1947.
3. "Determinazioni sperimentali relative al moto uniforme nelle condotte forzate per forza motrice", M. Marchetti, L'Energia Elettrica, maggio 1934.
4. "Invecchiamento di un grande canale idroelettrico. Il canale di derivazione Biffi (Bacino dell'Adige) in trent'anni di esercizio", L. Da Deppo - G.Grego, L'Energia Elettrica, n° 4 1982.
5. "Ricerche sulla scabrezza di canali industriali della Società Terni", Bruno Gaddini, L'Energia Elettrica, dicembre 1955.
6. "Rilievi sperimentali sul funzionamento idraulico dei grandi impianti industriali", E. Scimeni, L'Energia Elettrica, settembre 1933.
7. "Rilievi sperimentali sul funzionamento idraulico dei grandi impianti industriali", E. Scimeni, L'Energia Elettrica, novembre 1933.
8. "Open Channel Hydraulics", R. French, Mc Graw - Hill, 1986.
9. "Open Channel Hydraulics", V.T. Chow, Mc Graw - Hill, 1959.
10. "Fondamenti di costruzioni idrauliche", Prof. A. Paoletti – Prof. G. Becciu – UTET, 2010.
11. "Davis' handbook of applied hydraulics", Vincent J. Zipparo – Hans Hasen, Mc Graw - Hill, 1993.
12. "Design of small dams", United States Departement of the interior – Bureau of Reclamation, 1987.
13. "Impianti Idroelettrici - Vol.2", G. Evangelisti, Patron Editore 1951.
14. "Fluid Transient", Wiley and Streeter, Mc Graw - Hill, 1975.
15. "Applied Hydraulic Transients", M. Hanif Chaudry, Van Nostrand Reinhold Company, 1979.
16. "Hydropower in Norway - Mechanical Equipment", Arne Kjølle, Trondheim, December 2001.
17. "Experiences in Hydraulic Transient Assessments for Minihydro Turbines Retro-fitted to

Existing Water Supply Pipelines", Engineers Australia, 9th National Conference on Hydraulics in Water Engineering, September 2008.

18. "Studio di fattibilità per l'utilizzo della risorsa idrica invasata nel bacino di Campolattaro - Studio Idrologico" – Regione Campania – SOGESID

Milano, marzo 2011

#### I PROGETTISTI

ETATEC srl

Prof. Ing. Alessandro Paoletti

Dott. Ing. Stefano Croci

Dott. Ing. Filippo Malingegno

Dott. Ing. Omar Cella