



Autostrada dei Fiori

Tronco A6: Torino – Savona

LAVORI DI ADEGUAMENTO DELLA STAZIONE DI MILLESIMO

CARREGGIATA SUD

PROGETTO DEFINITIVO

PARTE GENERALE

IDROLOGIA E IDRAULICA

RELAZIONE IDROLOGICO - IDRAULICA E COMPATIBILITÀ IDRAULICA

PROGETTISTA	RESPONSABILE INTEGRAZIONE ATTIVITÀ SPECIALISTICHE	CONSULENTE	COMMITTENTE
Dott. Ing. Enrico Ghislandi Ordine degli Ingegneri di Milano n° A 16993	Dott. Ing. Enrico Ghislandi Ordine degli Ingegneri di Milano n° A 16993		Autostrada dei Fiori S.p.A. Via della Repubblica, 46 18100 Imperia (IM)

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.	RIESAME	DATA	SCALA
							Aprile 2021	-
							N. Progr.	
							025	
A	Aprile 2021	EMISSIONE	S. Vischioni	L. Lafranconi	E. Ghislandi			

CODIFICA						WBS	
PROGETTO	LIV	TRONCO	DOCUMENTO	REV		F061BA0001	
P073	D	A06	IDR 00 RT 001	A		CUP	
						E54E09000080007	

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	VISTO DELLA COMMITTENTE
-------------------------------	-------------------------



1.	<u>PREMESSA</u>	2
2.	<u>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</u>	3
3.	<u>CARATTERISTICHE DEL BACINO IDROGRAFICO</u>	7
4.	<u>DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI PIENA</u>	8
4.1.	RISCHIO IDRAULICO	8
4.2.	PIOGGIA DI PROGETTO (LSPP)	9
4.3.	STIMA DELLA PORTATA AL COLMO (METODO RAZIONALE)	10
4.4.	DETERMINAZIONE DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE	10
4.5.	PORTATA A TEMPO DI RITORNO 200 ANNI	15
5.	<u>VERIFICHE IDRAULICHE</u>	17
5.1.	METODOLOGIA DI VERIFICA	17
5.2.	SEZION DI CONTROLLO DI MONTE	19
5.3.	SEZION DI CONTROLLO DI VALLE	22
5.4.	CONDIZIONE AL CONTORNO DI VALLE (TAILWATER)	22
5.5.	SCHEMATIZZAZIONE DELLO STATO DI FATTO E DI PROGETTO	23
5.6.	COEFFICIENTI DI SCABREZZA	23
5.7.	VERIFICA IDRAULICA DEL TOMBINO IN PROGETTO	24
5.8.	TRASPORTO SOLIDO	25



1. PREMESSA

La presente relazione illustra i risultati dello Studio idrologico e idraulico finalizzato a dimensionare il nuovo attraversamento idraulico in progetto sul Rio San Bernardo nell'ambito degli interventi di adeguamento del casello di Millesimo.

La ristrutturazione dell'area compresa tra lo svincolo di Millesimo e i raccordi con la viabilità ordinaria, comporta infatti una serie di interventi strutturali sulla viabilità esistente, compreso il rifacimento della rete di raccolta dei deflussi superficiali e in particolare del recapito esistente costituito dal rio San Bernardo, che recapita a sua volta nel vicino Fiume Bormida.

Allo stato attuale il rio viene tombato sotto la viabilità ordinaria con un manufatto in cls costituito da un ponticello ad arco nel tratto di monte e da un tombino a soletta piana di luce più ridotta, nel tratto di valle.

L'intervento previsto in progetto prevede la revisione e l'allargamento dei raccordi con il centro abitato di Millesimo (via Delfino) e con la tangenziale della S.S. 28 bis Col di Nava; conseguentemente è necessario prevedere il rifacimento del tombamento del rio San Bernardo che allo stato attuale risulta idraulicamente inadeguato (manufatto in pressione per T_r200 come evidenziato nelle fasi precedenti di progettazione), ipotizzando un nuovo manufatto di dimensioni maggiori.

Il bacino del rio San Bernardo scorre nel territorio della regione Liguria ed essendo un affluente del Bormida di Millesimo ricade nel bacino del fiume Po.

Per quanto attiene al dimensionamento idraulico dell'attraversamento in progetto, esso è avvenuto in modo coerente e congruente con le prescrizioni imposte dal *Regolamento Regionale N.3 del 14 luglio 2011*, in cui si diversificano i criteri di assunzione del franco idraulico di sicurezza per le opere idrauliche in progetto, in funzione del "livello" di gerarchizzazione idrografica a cui il corso d'acqua appartiene.



2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Per la progettazione e la verifica delle opere di nuova costruzione previste si è fatto riferimento al “*Regolamento Regionale del 14 Luglio 2011, n.3*” della regione Liguria. Regolamento recante disposizioni in materia di tutela delle aree di pertinenza dei corsi d’acqua. Nel dettaglio:

ALLEGATO 1 (Indirizzi tecnici per la redazione di studi idraulici)

➤ **Modellistica idraulica:**

- Di norma, ed in particolare nel caso della progettazione e della verifica di opere, può essere impiegato lo schema di corrente monodimensionale in condizioni di moto permanente, salvi i casi in cui sia necessario determinare valori locali della velocità della corrente o modificazioni della capacità di laminazione, o diverse specifiche problematiche da approfondire. In considerazione della complessità del fenomeno da studiare e del grado di approfondimento necessario, pertanto a partire da schemi di moto permanente monodimensionale possono essere utilizzati rappresentazioni delle condizioni di moto di complessità crescente, ivi compresi schemi di moto vario monodimensionale o quasi-bidimensionale, o moto vario bidimensionale. Nello studio deve essere sinteticamente descritto il modello matematico utilizzato per le verifiche idrauliche, con l’esplicita indicazione di ogni elemento utile alla interpretazione dei risultati, con particolare riferimento alle scabrezze utilizzate, alle condizioni al contorno assunte, e a ogni altra ipotesi adottata nel calcolo. Particolare attenzione va posta ai tratti in corrispondenza di opere, per le quali, in assenza di specifiche analisi sugli effetti del trasporto solido, è opportuno prevedere valutazioni di riduzione di sezione utile per gli effetti di piena (ostruzioni di arcate di ponti o coperture per eccezionale trasporto solido, etc). Negli studi connessi alla progettazione di opere i calcoli idraulici per la definizione della condizione di deflusso



vanno condotti con riferimento alle condizioni antecedenti e successive alla realizzazione dell' opera nella configurazione definitiva, e nelle eventuali condizioni di deflusso relative alle fasi intermedie di realizzazione dell' opera qualora significative. I progetti di sistemazione idraulica, che non garantiscano il deflusso di portata duecentennale, devono quantificare la pericolosità residua e determinare le aree ancora inondabili a seguito della realizzazione delle opere. In generale, poichè il trasporto di sedimenti costituisce una componente che può influenzare in modo significativo la dinamica della corrente, è opportuno che gli studi idraulici effettuino considerazioni, anche di massima, relative al trasporto solido, finalizzate a valutare la rilevanza di tale fenomeno nel caso in esame (ad esempio, effetto della dinamica dell' alveo sui livelli idrici durante gli eventi di piena e/o effetto dell' opera sulla dinamica del trasporto di sedimenti) e ad evidenziare la necessità di eventuali approfondimenti in tal senso attraverso modelli a fondo mobile. Ove necessario, ovvero su indicazione della Provincia, la capacità di trasporto della corrente in diverse condizioni di piena può essere valutata, in prima approssimazione, sulla base della modellazione idraulica effettuata nello studio e di una speditiva caratterizzazione dei sedimenti in alveo, ottenendo indicazioni di massima sulla quantità e sulla tipologia del materiale trasportato e sulla tendenza morfologica evolutiva (deposito o erosione) dei vari tratti di alveo.

➤ **Parametri di scabrezza:**

- Nella modellazione di moto permanente monodimensionale il parametro di scabrezza rappresenta, per il tronco fluviale compreso fra due sezioni di calcolo, oltre alla natura e alle condizioni dell' alveo e delle sponde, macroresistenze dovute alla variabilità longitudinale della geometria o a possibili variazioni brusche del



perimetro bagnato al crescere della portata; ciò assume particolare rilevanza nei casi in cui il rilievo delle sezioni disponibile non sia fitto lungo il corso d'acqua. In questi casi, il parametro di scabrezza deve tener conto di molteplici processi di resistenza e dovrebbe essere assunto superiore (inferiore in termini di Gauckler-Strickler) a quanto detterebbero condizioni solo locali dell'alveo. I parametri di scabrezza da utilizzare nel calcolo idraulico devono tenere conto delle reali e documentabili condizioni di manutenzione del corso d'acqua, anche prevedibili per le condizioni di futuro esercizio. Scostamenti rispetto ai valori previsti da Regolamento, di entità in ogni caso modeste (non superiori al 10%), devono essere adeguatamente motivati, sulla base di specifiche considerazioni ed approfondimenti tecnici, anche in relazione alle specifiche situazioni di disponibilità di dati di dettaglio e di caratteristiche geometriche e condizioni dell'alveo e del bacino sotteso. In particolare nel caso dei corsi d'acqua con trasporto solido influenzato da fenomeni franosi, devono essere utilizzati i parametri di scabrezza più cautelativi.

ALLEGATO 2 (Franchi idraulici)

➤ **Entità dei franchi idraulici:**

- La previsione di adeguati franchi tra la sommità arginale o l'intradosso delle strutture in progetto ed il previsto livello della piena di riferimento, è necessaria per garantire il corretto funzionamento delle opere in questione ed assicurare il deflusso della portata di progetto con un adeguato coefficiente di sicurezza, tenendo conto di tutte le incertezze legate alla modellazione idrologico-idraulica (concettuale, matematica e numerica) e ai vari fenomeni che possono occorrere durante l'evento di piena, dei quali la modellazione non può tenere solitamente conto. Alla loro valutazione devono concorrere considerazioni sia relative alla



tipologia di opera e alla sua rilevanza determinata anche in funzione della vulnerabilità delle zone limitrofe, sia relative alle caratteristiche cinetiche della corrente, con la fondamentale distinzione dei casi di correnti lente e di correnti veloci. Per i tratti di corsi d'acqua del reticolo di primo e secondo livello (come nel caso in progetto), secondo l'articolazione dell'art. 3 del presente regolamento, i franchi non devono essere inferiori al valore maggiore tra: il carico cinetico della corrente determinabile come $U^2/2g$, dove U è la velocità media della corrente (m/s) e g è l'accelerazione di gravità (m/s^2) (valore particolarmente rilevante per correnti veloci) e 150/200 cm nel caso di coperture o tombinature (ove ammesse), ponti e strutture di attraversamento oltre 12 m. I due valori estremi corrispondono rispettivamente a bacini poco dissestati con previsione di modesto trasporto solido ed a bacini molto dissestati con previsione di forte trasporto solido in caso di piena, e/o a bacini di maggiore o minore estensione. Per estensione longitudinale si intende l'estensione dell'opera misurata parallelamente alla direzione della corrente. Per opere non ortogonali alla direzione della corrente si valuta come estensione la distanza, sempre misurata in senso parallelo alla corrente, tra il lembo più a monte e quello più a valle dell'opera stessa.

3. CARATTERISTICHE DEL BACINO IDROGRAFICO

Il bacino del rio San Bernardo, chiuso in corrispondenza dello svincolo A6 di Millesimo, è stato delimitato sulla base della Cartografia Tecnica Regionale della Liguria in scala 1:10.000; ai fini idrologici sono state considerate anche le portate di deflusso delle superfici impermeabili di progetto, il cui recapito è stato previsto in corrispondenza del nuovo scatolare.

Il bacino idrografico del rio San Bernardo misura una superficie di 0.746 km² come si può osservare di seguito nello stralcio planimetrico in cui è stata fatta una suddivisione delle superfici parziali comprese tra le isoipse ($H_{\min} = 425$ m.s.l.m., $H_{\max} = 625$ m.s.l.m.).

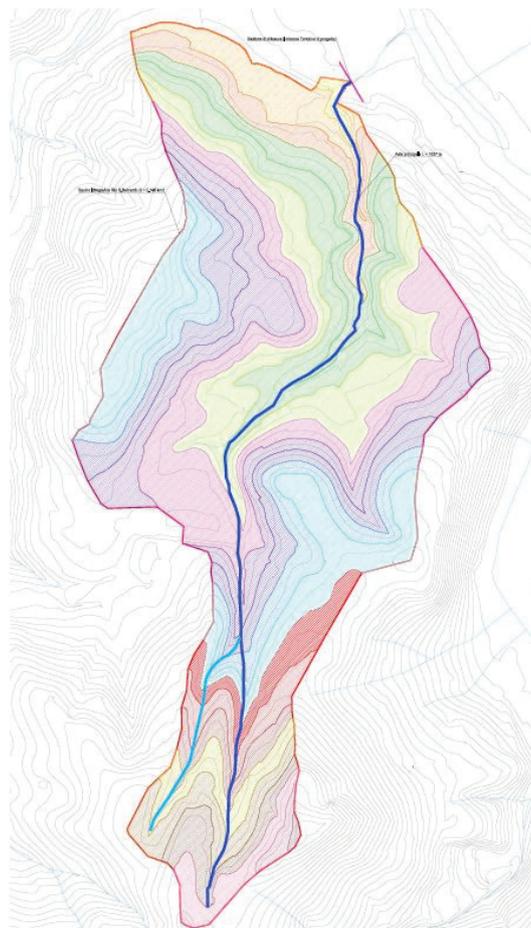


Figura 1 – Stralcio Bacino Idrografico rio S. Bernardo

4. DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI PIENA

4.1. RISCHIO IDRAULICO

La determinazione della portata di progetto è stata eseguita assumendo un tempo di ritorno dell'evento piovoso di 200 anni ai fini del dimensionamento dello scatolare in progetto.

Individuato il tempo di ritorno, è stata definita la probabilità di superamento dell'evento di progetto in un periodo di N anni di esercizio ossia il rischio di insufficienza, definito dalla relazione:

$$R_N(T) = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N$$

dove $R_N(T)$ rappresenta il rischio di insufficienza idraulica associabile al tempo di ritorno T (anni) ed alla vita utile N dell'opera (anni). Nel caso in progetto si è deciso di attribuire come vita utile dell'opera un lasso temporale di 200 anni, ma è possibile osservare la probabilità di insufficienza dell'opera anche per 20, 50 e 100 anni. Dunque, si è ottenuto che il rischio di insufficienza è di:

Opera in progetto	Tr	N	Rn
Tombino rio S. Bernardo	200	20	10%
	200	50	22%
	200	100	39%
	200	200	63%

Tabella 1 – Valori riassuntivi del rischio di insufficienza R_N dell'opera

Il concetto di rischio idraulico è quantificato dal tempo di ritorno T_r , definito come l'inverso della frequenza media probabile del verificarsi di un evento maggiore, ossia il periodo di tempo nel quale un certo evento è mediamente eguagliato o superato.

$$T_r = \frac{1}{[1 - P(h \leq H)]}$$

Per la determinazione delle portate di progetto si è fatto riferimento alle curve di possibilità pluviometrica che seguono la distribuzione di probabilità TCEV (Two component extreme value).

4.2. PIOGGIA DI PROGETTO (LSPP)

Le piogge di riferimento appartengono alla regionalizzazione pluviometrica determinata dal PAI, eseguita attraverso una spazializzazione dell'informazione intensa pluviometrica oraria, mediante ragguaglio alla superficie dei parametri a ed n delle curve di possibilità climatica, secondo una maglia costituita da un'area di dimensioni pari a 4 km²; l'operazione è stata condotta utilizzando il metodo KRIGING. Di seguito sono riportati i parametri a ed n delle curve di possibilità pluviometrica al variare del tempo di ritorno T_R :

a20	n20	a50	n50	a100	n100	a200	n200
43,03	0,419	50,14	0,416	55,44	0,415	60,76	0,413

Tabella 2 – Valori di pioggia regionalizzati per tempo di ritorno assegnato

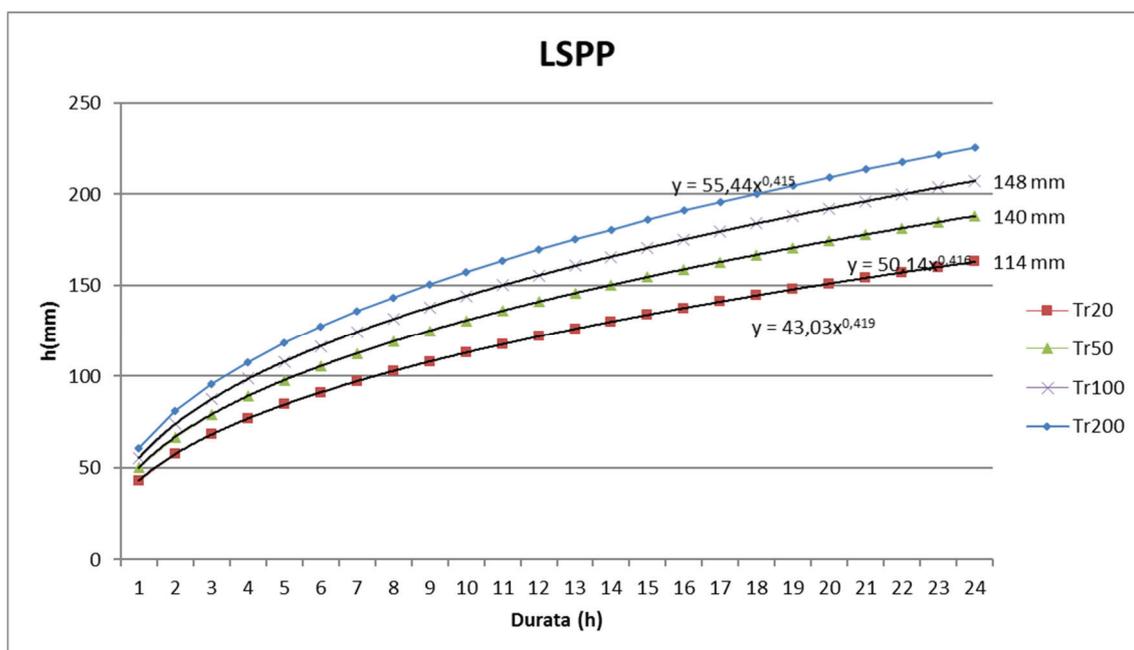


Figura 2 – LSPP Linee segnalatrici di possibilità pluviometrica

4.3. STIMA DELLA PORTATA AL COLMO (METODO RAZIONALE)

Il metodo razionale, di correlazione afflussi - deflussi, è basato sull'ipotesi che la portata massima in un bacino, dovuta a precipitazioni d'intensità costante nel tempo, si ha per eventi di durata pari al tempo di corrivazione t_c del bacino stesso e si verifica dopo il tempo t_c dall'inizio del fenomeno.

Il calcolo della portata avviene mediante l'applicazione della formula di Turazza: dove:

$$Q = \frac{c \cdot h \cdot S}{3.6 \cdot t_c} \left(\frac{m^3}{s} \right)$$

- S - superficie del bacino (km²);
- c - coefficiente di deflusso valutato in base a considerazioni di tipo generale basate sulla litologia e sull'uso del suolo (-);
- h - altezza massima di precipitazione di durata pari al tempo di corrivazione del bacino (mm);
- t_c - valore del tempo di corrivazione del bacino (ore).

4.4. DETERMINAZIONE DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE

La determinazione del valore del tempo di corrivazione è stata eseguita avvalendosi delle formule di Giandotti, Pezzoli, Ventura e Pasini.

Questi metodi necessitano, come dati di input, dei valori delle caratteristiche morfologiche, fisiografiche ed altimetriche dei bacini definiti alla loro rispettiva sezione di chiusura. Le grandezze da considerare sono le seguenti:

- S - superficie del bacino (km²);
- H_{med} - altezza media del bacino (m.s.l.m.);
- H_{min} - altezza sezione di chiusura (m.s.l.m.);
- L - lunghezza asta principale (km);
- i - pendenza asta principale (m/m).

Più nel dettaglio le formule utilizzate per il calcolo del tempo di corrivazione espresso in ore, sono le seguenti:

- Formula di Giandotti $t_c = \frac{4 \cdot S^{0.5} \cdot 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{med} - H_{min}}}$ per $S >$ di 100 km²;
- Formula di Pezzoli $t_c = 0.055 \cdot \frac{L}{\sqrt{i}}$ per $S <$ 20 km²;
- Formula di Ventura $t_c = 0.1272 \cdot \sqrt{\frac{S}{i}}$ per $S \leq$ 40 km²;
- Formula di Pasini $t_c = 0.108 \cdot \frac{(S \cdot L)^{1/3}}{\sqrt{i}}$ per $S \leq$ 40 km².

Per determinare il tempo di corrivazione con la formula di Giandotti per prima cosa è stata individuata l'altitudine media H_m (Curva Ipsometrica) calcolando la media pesata delle quote medie H_i tra curve di livello con intervalli variabili compresi tra la quota massima e la quota della sezione di chiusura, con peso funzione dell'entità relativa della superficie parziale S_i .

Dunque, si ha che:

$$H_m = \frac{\sum H_i S_i}{S}$$

con:

- H_i - altezza media intervallo in m.s.l.m.;
- S_i - superficie intervallo in km²;
- S - superficie bacino in km².

Il coefficiente di deflusso è stato definito in base all'uso del suolo e alle condizioni di acclività presenti all'interno dell'area.

Di seguito sono stati riportati i tempi di corrivazione e la portata di progetto ottenuta per un tempo di ritorno di 200 anni.

Curva ipsometrica bacino

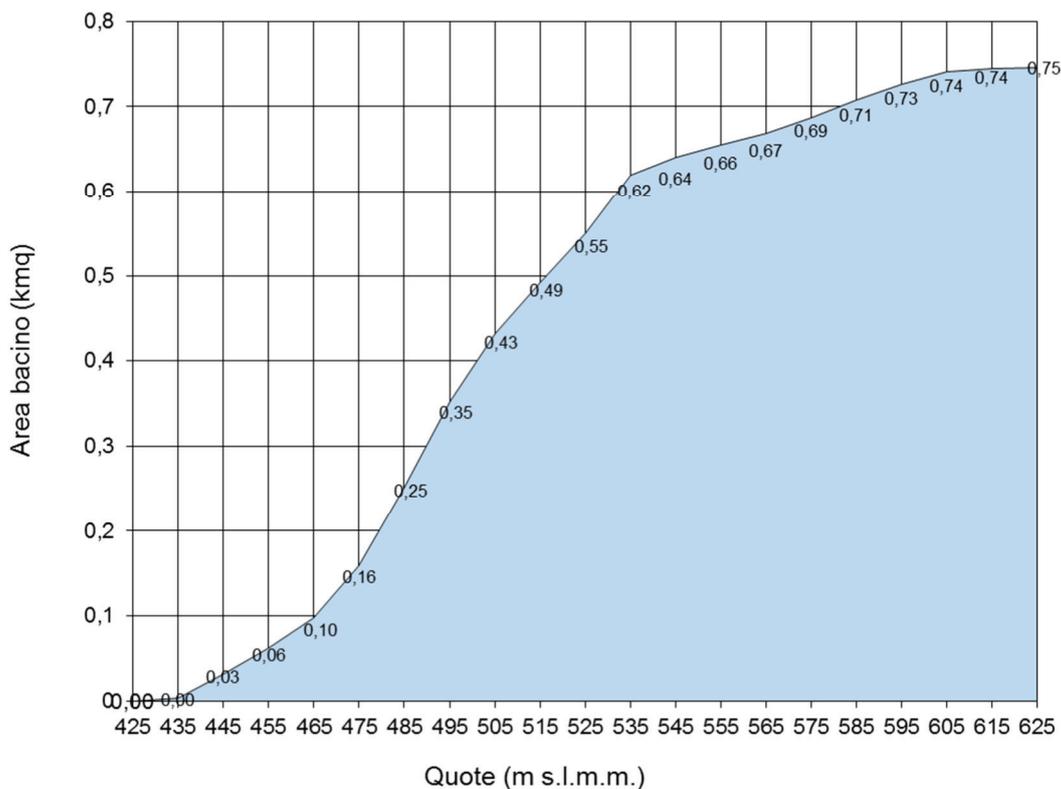


Figura 3 - Curva Ipsometrica rio S.Bernardo

TEMPO DI CORRIVAZIONE (Giandotti)			
DATI MORFOMETRICI BACINO IDROGRAFICO		DATI RISULTANTI	
S	⇒ 0,746	[Km ²] Superficie Bacino	Tempo di Corrivazione [ore] ⇒ 0,86
L	⇒ 1,800	[Km] Lunghezza asta principale	
Hm	⇒ 504	[m] Altezza media del Bacino s.l.m.m.	
Ho	⇒ 425,00	[m] Quota della sez. di chiusura s.l.m.m.	

Tabella 4 – Valori di calcolo del tempo di corrivazione (Giandotti)

TEMPO DI CORRIVAZIONE (Pezzoli)					
DATI MORFOMETRICI BACINO IDROGRAFICO			DATI RISULTANTI		
S	0,746	[Km2] Superficie Bacino			Tempo di Corrivazione
L	1,800	[Km] Lunghezza asta principale			[ore]
i	0,109	[m/m] pendenza asta principale			⇒ 0,30
c	0,055	coefficiente Pezzoli			

Tabella 5 - Valori di calcolo del tempo di corrivazione (Pezzoli)

TEMPO DI CORRIVAZIONE (Ventura)					
DATI MORFOMETRICI BACINO IDROGRAFICO			DATI MORFOMETRICI BACINO IDROGRAFICO		
S	0,746	[Km2] Superficie Bacino			Tempo di Corrivazione
L	1,800	[Km] Lunghezza asta principale			[ore]
i	0,109	[m/m] pendenza asta principale			⇒ 0,33
c	0,1272	coefficiente Ventura			

Tabella 6 - Valori di calcolo del tempo di corrivazione (Ventura)

TEMPO DI CORRIVAZIONE (Pasini)					
DATI MORFOMETRICI BACINO IDROGRAFICO			DATI MORFOMETRICI BACINO IDROGRAFICO		
S	0,746	[Km2] Superficie Bacino			Tempo di Corrivazione
L	1,800	[Km] Lunghezza asta principale			[ore]
i	0,109	[m/m] pendenza asta principale			⇒ 0,36
c	0,108	coefficiente Pasini			

Tabella 7 - Valori di calcolo del tempo di corrivazione (Pasini)

Per il rio San Bernardo si è assunto un tempo di corrivazione effettivo pari alla media dei valori determinati con le formule di Pasini, Pezzoli e Ventura; nella media non si è considerata la formula di Giandotti poiché per bacini di dimensione pari a quelli in esame fornirebbe valori più elevati di t_c rispetto a quelli ottenuti con le altre espressioni (e quindi poco cautelativi). Il valore medio ottenuto è quindi pari a **0.33** ore ossia **19.8** minuti.

4.5. PORTATA A TEMPO DI RITORNO 200 ANNI

Sulla base delle precipitazioni intense regionalizzate, dei tempi di corrivazione e del coefficiente di deflusso che è stato cautelativamente assunto pari a **0.50** come si può osservare nella tabella tratta dal “*Handbook of Applied Hydrology, Ven Te Chow, 1964*”

Coefficienti di deflusso raccomandati da Handbook of Applied Hydrology, Ven Te Chow, 1964

Tipo di suolo	c	
	Uso del suolo	
	Coltivato	Bosco
Suolo con infiltrazione elevata, normalmente sabbioso o ghiaioso	0,20	0,10
Suolo con infiltrazione media, senza lenti argillose; suoli limosi e simili	0,40	0,30
Suolo con infiltrazione bassa, suoli argillosi e suoli con lenti argillose vicine alla superficie, strati di suolo sottile al di sopra di roccia impermeabile	0,50	0,40

Tabella 8 – Valori del coefficiente di deflusso al variare del tipo di suolo e del suo uso

Si sono ottenuti i seguenti valori di precipitazione e di portata al colmo:

PREVISIONE QUANTITATIVA DELLE PIOGGE INTENSE											
FORMULA	$h(t) = \text{massima precipitazione in mm al tempo } t$										
	$t = \text{tempo di progetto (ore) = tempo di corrivazione}$										
Curva di probabilità pluviometrica	$a = \text{fattore della curva relativo ad un determinato } Tr$										
	$n = \text{esponente della curva relativo ad un determinato } Tr$										
	$Tr = \text{tempo di ritorno (20-100-200 anni)}$										
Cella	Coord. Est UTM	Coord. Nord UTM	a Tr 20	n Tr 20	a Tr 50	n Tr 50	a Tr 100	n Tr 100	a Tr 200	n Tr 200	
			42,96	0,416	49,2	0,414	55,44	0,411	60,76	0,413	
MASSIMA PRECIPITAZIONE PROBABILE											
Tr	h(t)										
20	27,13										
50	31,14										
100	35,20										
200	38,49										
		$h(t) = \text{massima precipitazione in mm al tempo } t$									
		$t = \text{tempo di progetto (ore) = tempo di corrivazione [ore]}$									
		$Tr = \text{tempo di ritorno}$									

Tabella 9 – Valori di calcolo delle altezze di pioggia al variare del T_r

PORTATE DI MASSIMA PIENA			
FORMULA del METODO RAZIONALE			
	Q_c		portata al colmo
	c	\Rightarrow 0,5	coefficiente di deflusso
dove	$h(t)$		massima precipitazione in mm al tempo t (vedi punto prec.)
	S	\Rightarrow 0,746	[Km ²] Superficie Bacino
	T_c	\Rightarrow 0,33	[ore] Tempo di corrivazione
Tempo di ritorno (anni)			Portate al colmo = Q_c [mc/sec]
	20	\Rightarrow	8,49
	50	\Rightarrow	9,75
	100	\Rightarrow	11,02
	200	\Rightarrow	12,1

Tabella 10 – Portata al colmo del rio S. Bernardo al variare del T_r

Alla portata al colmo ottenuta con il metodo razionale sono stati sommati anche i contributi di progetto provenienti dal drenaggio stradale $Q_{dren} = 0.89 \text{ m}^3/\text{s}$. Per tale motivo la portata assunta per le verifiche idrauliche dello scatolare di progetto è risultata essere $Q_{prog} = 13 \text{ m}^3/\text{s}$.

5. VERIFICHE IDRAULICHE

Le simulazioni eseguite schematizzano il deflusso della piena bicentenaria sul rio San Bernardo nello stato di progetto, che rappresenta lo svincolo in condizioni di adeguamento ultimato con il rifacimento del tombino di attraversamento.

Il dimensionamento delle opere idrauliche è avvenuto nel pieno rispetto delle prescrizioni imposte dal *Regolamento Regionale N.3 del 14 luglio 2011*, in cui si diversificano i criteri di assunzione del franco idraulico di sicurezza in funzione del “livello” di gerarchizzazione idrografica a cui il corso d’acqua appartiene; il rio San Bernardo appartiene al reticolo idrografico di 2° livello.

Su corsi d’acqua di questo livello il Regolamento prescrive che un’opera di attraversamento in progetto debba possedere una sezione trasversale di dimensioni minime pari a $B \times H = 2.0 \times 2.0$ m.

Inoltre, per la portata di riferimento (TR200 anni), le opere in progetto su un corso d’acqua di secondo livello dovranno possedere un franco di sicurezza non inferiore al valore maggiore tra il carico cinetico $v^2/2g$ ed i seguenti valori tabulati:

Tipologia	Franco di idraulico di sicurezza
argini e difese spondali	0.5-1.0 m
ponti e strutture di attraversamento di estensione longitudinale fino a 12 m	1.0-1.5 m
coperture o tombinature, ponti e strutture di attraversamento di estensione longitudinale superiore a 12 m	1.5-2.0 m

Tabella 11 – Valori dei franchi idraulici RR 14 Luglio 2011 n.3

Il tombino scatolare di attraversamento in progetto ha una sezione trasversale di dimensioni $B \times H = 3.0 \times 3.0$ m e rispetta i criteri di verifica sopra esposti, come descritto nei paragrafi seguenti.

5.1. METODOLOGIA DI VERIFICA

Il progetto prevede la realizzazione di un tombino di sezione quadrata 3×3 m in modo da ripristinare la circolazione idrica superficiale di versante interrotta dal tracciato stradale

Il funzionamento idraulico dei manufatti di attraversamento a sezione chiusa dipende da numerosi fattori quali:

- la pendenza;
- la sezione;

- la forma;
- la scabrezza;
- i livelli liquidi a monte e a valle dello scatolare.

Il comportamento idraulico dei tombini è piuttosto complesso perché può ricadere sia nel campo dell'idraulica a pelo libero che in quello delle condotte in pressione, in funzione della portata transitante.

Le verifiche idrauliche compiute sono finalizzate a determinare che l'altezza d'acqua agli imbocchi siano compatibili con il funzionamento delle opere di attraversamento senza interessare l'infrastruttura stradale.

La verifica dei tombini è stata condotta mediante il software HY-8 sviluppato dalla Federal Highway Administration. Il software consente di automatizzare la verifica di attraversamenti stradali definita nella pubblicazione FHWA-NHI-01-020 "Hydraulic design of Highway Culverts", HDS-5, (settembre 2001, aggiornata a maggio 2005) della medesima FHWA.

La verifica proposta dalla FHWA intende stabilire il tipo di funzionamento del tombino, che può essere controllato da monte (inlet control) o da valle (outlet control) e ricavare in base ad esso il grado di riempimento della sezione.

Il "controllo da monte" si realizza quando il tombino può convogliare più portata di quanta transiti attraverso l'ingresso. La sezione di controllo si localizza appena oltre l'ingresso come sezione ad altezza critica e prosegue in regime supercritico.

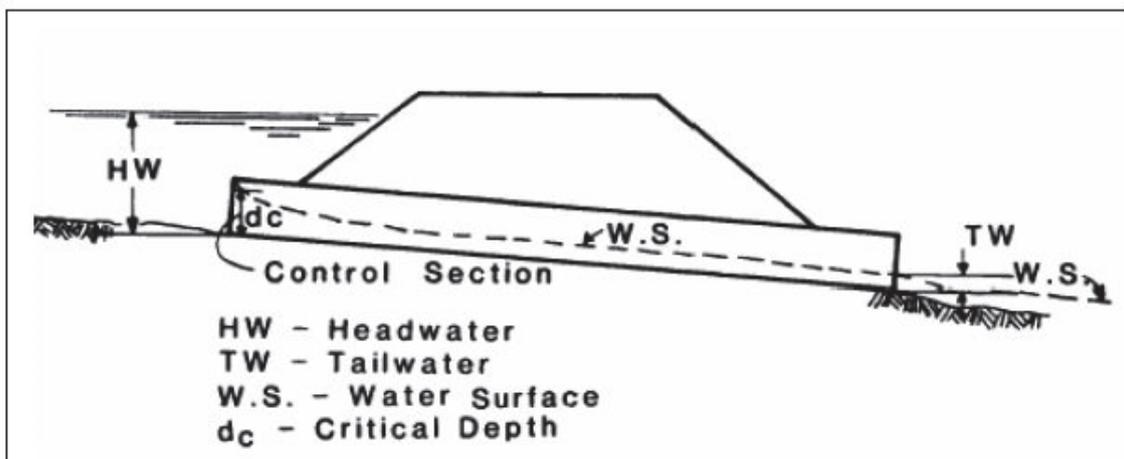


Figura 4 – Esempio di moto controllato dalla sezione di monte

Il “controllo da valle” si verifica quando il tombino non è in grado di convogliare tanta portata quanta ne accetta l’ingresso. La sezione di controllo si localizza all’uscita del tombino o più a valle. In queste condizioni il moto può essere sia a pelo libero che in pressione.

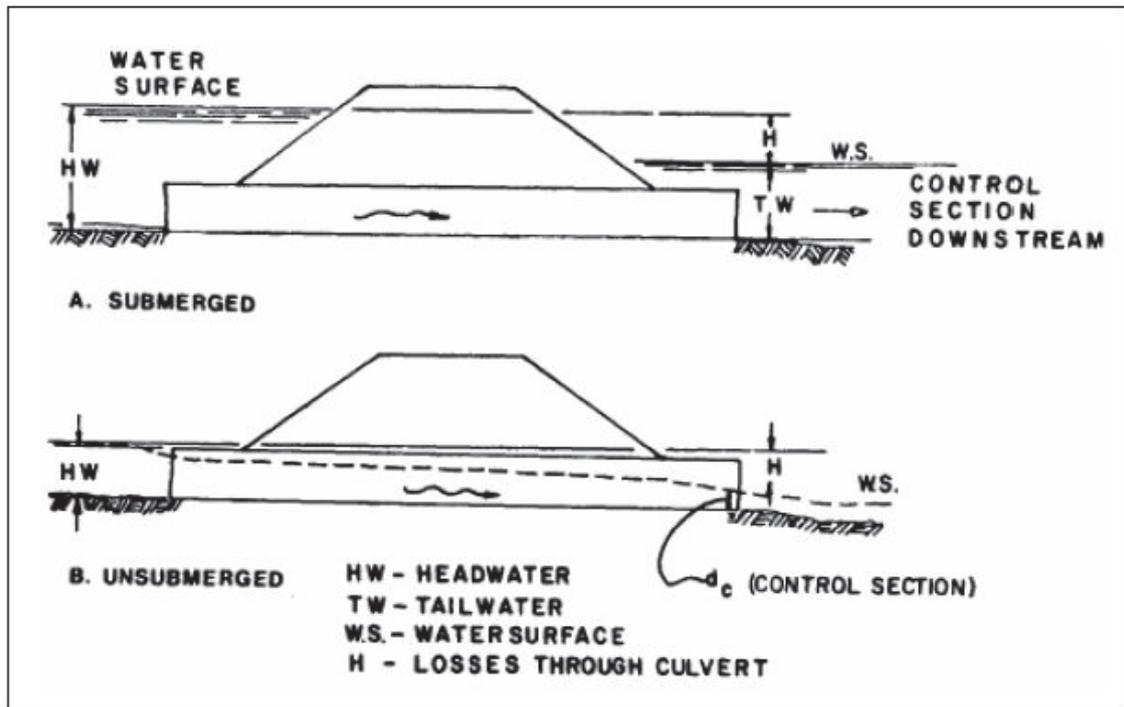


Figura 5 – Esempi di moto controllato da sezioni a valle del tombino

5.2. SEZION DI CONTROLLO DI MONTE

Le equazioni del deflusso dipendono dal fatto che l’imbocco del tombino sia sommerso o meno. Il manuale HDS-5, già citato fornisce le equazioni sulla base del parametro (non adimensionale):

$$\frac{Q}{AD^{0.5}} \left(\frac{ft^{0.5}}{s} \right)$$

Dove Q (ft^3/s) è la portata, A (ft^2) è la sezione del tombino e D (ft) l’altezza interna. Dato che $1 \text{ ft} = 0.3048 \text{ m}$ si può calcolare il fattore di conversione $1 \text{ (m}^{0.5}/\text{s)} = 1.81 \text{ (ft}^{0.5}/\text{s)}$ per le unità del SI. Facendo riferimento a questo sistema di misure le equazioni hanno le seguenti forme:



se $\frac{Q}{AD^{0.5}} < 1.932$ - Imbocco non sommerso

$$Hw_i = \frac{Hc}{D} + K \left[1.81 \cdot \frac{Q}{AD^{0.5}} \right] - 0.5 \cdot S$$

se $\frac{Q}{AD^{0.5}} > 2.208$ - Imbocco sommerso

$$Hw_i = c \left[1.81 \cdot \frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^2 + Y - 0.5 \cdot S$$

se $1.932 < \frac{Q}{AD^{0.5}} < 2.208$ - Zona di transizione

Si interpola linearmente tra le due equazioni precedenti.

Dove Hw_i è l'altezza idrica prima dell'imbocco, nel caso di velocità di arrivo nulla;
 Hc è l'energia critica; S è la pendenza della condotta; K , M , Y e c sono dei coefficienti dipendenti dalla forma dell'imbocco, dai materiali dell'equazione usata.

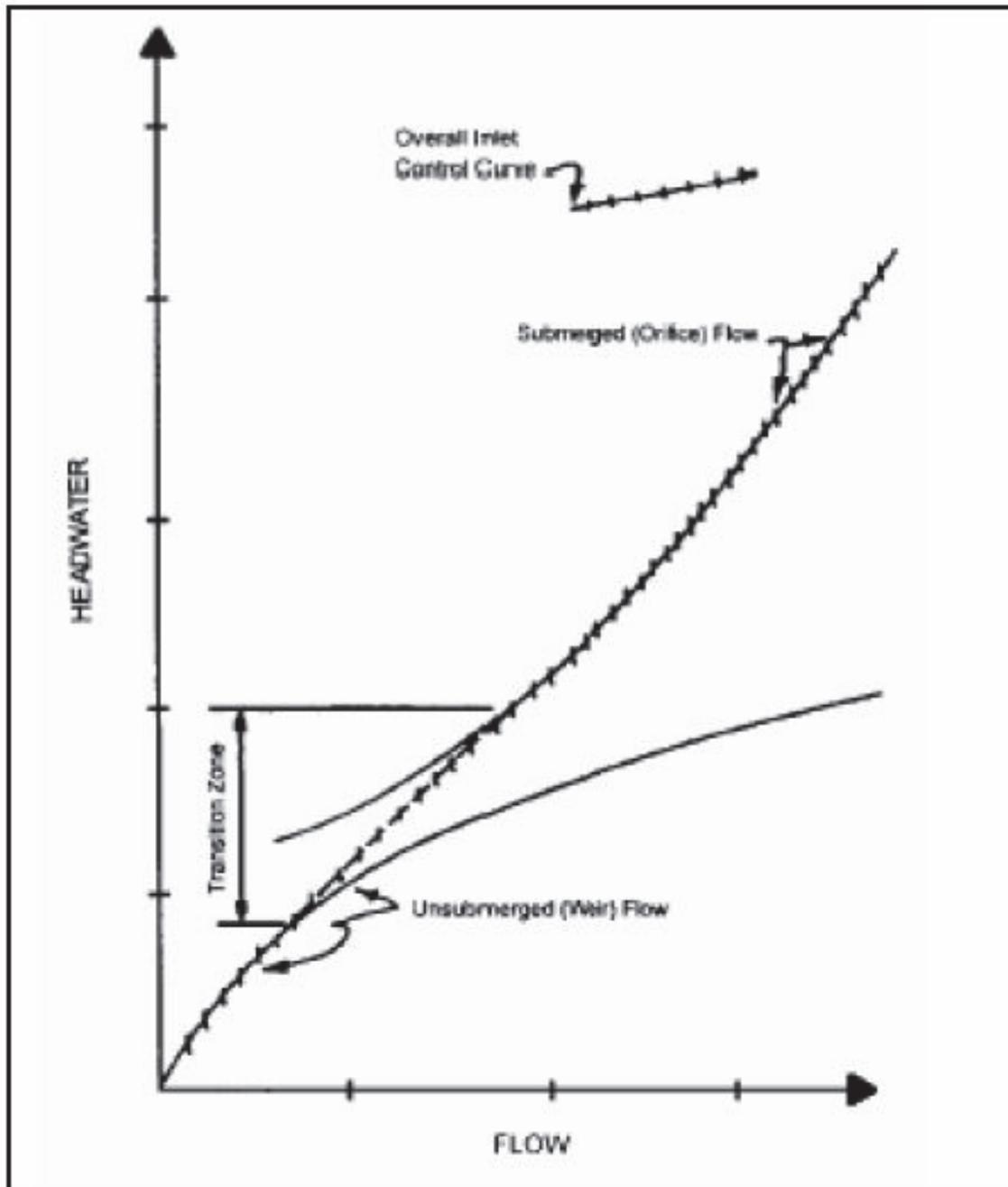


Figura 6 – Andamento tipico della scala di portata per moto controllato da monte

5.3. SEZION DI CONTROLLO DI VALLE

Il calcolo viene eseguito sulla base delle equazioni di conservazione dell'energia:

$$HW_0 + \frac{v_u^2}{2g} = TW + \frac{v_d^2}{2g} + H_L$$

Dove i simboli hanno il significato indicato in figura.

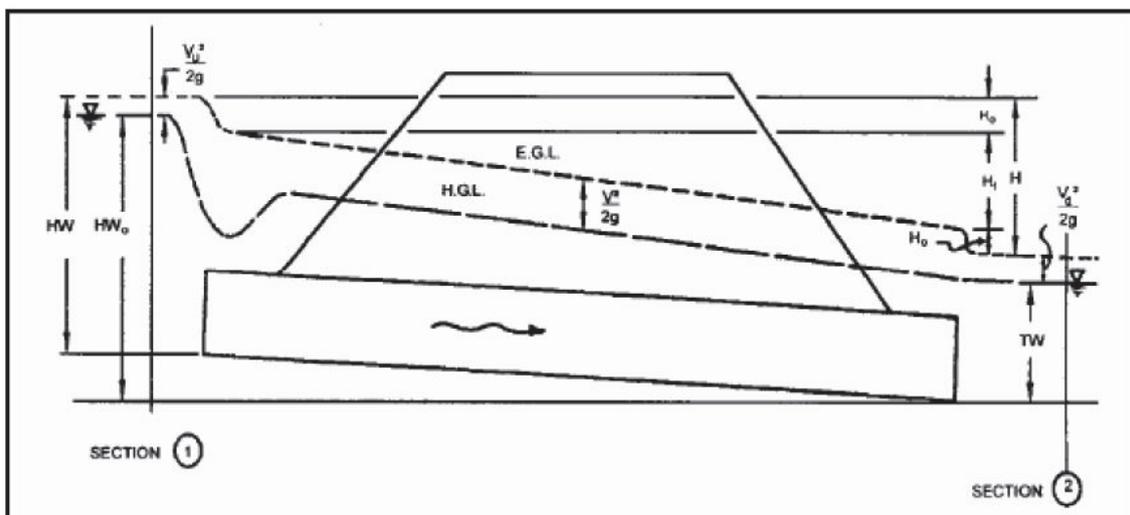


Figura 7 – Schema delle variabili usato per il calcolo del tombino con sezioni di controllo a valle

Il pelo libero di moto permanente viene integrato utilizzando gli usuali metodi numerici e tenendo conto della pendenza dello stato rapido o lento della corrente e degli eventuali risalti idraulici.

5.4. CONDIZIONE AL CONTORNO DI VALLE (TAILWATER)

Nell'analisi delle strutture esistenti e nel progetto di nuovi tombini è fondamentale conoscere la condizione al contorno di valle. Il programma permette di assegnare al livello idrico di valle un valore costante (caso tipico dell'immissione in un lago o in un altro fiume, o in un manufatto di sbocco in cui per la sezione di partenza del canale di allontanamento si possono ipotizzare condizioni di acqua ferma e quindi componente cinetica iniziale nulla.) o l'altezza di moto uniforme che si sviluppa nel canale di valle. A questo scopo è possibile definire la sezione del canale e la sua scabrezza sia per canali con sezione geometrica (rettangolare, trapezia ecc...) sia per alvei naturali.

Il calcolo del moto uniforme si basa sulla formula di Manning:

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

dove:

- v (m/s) è la velocità media della corrente;
- R (m) è il raggio idraulico;
- S è la pendenza della linea dell'energia;
- n è il coefficiente di scabrezza dipendente dalle caratteristiche dell'alveo.

5.5. SCHEMATIZZAZIONE DELLO STATO DI FATTO E DI PROGETTO

Da studi fatti nelle fasi precedenti di progettazione si è osservato come il tombino di attraversamento esistente, avente una lunghezza di circa 41 m, andasse in pressione per valori di portata bicentenaria. L'opera di attraversamento allo stato di fatto è, infatti, composta da un primo tratto di lunghezza circa pari a 31.0 m, costituito da un ponticello ad arco di larghezza pari a 1.45 m, altezza di circa 1.80 m se misurata rispetto alle reni dell'arco e di circa 2.50 m rispetto alla chiave dell'arco stesso con pendenza longitudinale pari all'8%. Il secondo tratto di lunghezza circa pari a 10.0 m è invece costituito da una sezione rettangolare di larghezza alla base di 0.95 m e altezza di circa 2.00 m con pendenza longitudinale pari allo 0.3%.

Nello stato di progetto il tombino avente una lunghezza di 71.24 m viene ricostruito, sulla destra idraulica rispetto al tracciato dello stato attuale, con sezione trasversale di dimensioni $B \times H = 3.0 \times 3.0$ m e pendenza pari all'4.70%. A valle dello scatolare, nel tratto di alveo successivo alla sezione di sbocco è stata considerata una pendenza del 3.88%.

5.6. COEFFICIENTI DI SCABREZZA

Nella scelta dei parametri di scabrezza utilizzati nelle verifiche idrauliche, si è fatto riferimento ai valori prescritti nell'Allegato 1 del *Regolamento Regionale N.3 del 14 luglio 2011* relativi alla formulazione di Strickler.

Descrizione corso d'acqua	Coefficienti di scabrezza di Gauckler-Strickler Ks (m ^{1/3} s ⁻¹)
Tratti di corsi d'acqua naturali con salti, rocce o vegetazione anche arbustiva-arborea in alveo	25-30
Corsi d'acqua naturali con vegetazione e movimento di materiale sul fondo	30-35
Tratti urbanizzati di corsi d'acqua naturali con argini cementati (e/o platee in buono stato)	35-40
Corsi d'acqua con fondo e argini totalmente cementati in ottimo stato ed assenza di manufatti (tubi, cavi, ecc..) o discontinuità interferenti con le acque	40-45

Tabella 12 – Coefficienti di scabrezza prescritti da RR n.3 del 14 Luglio 2011

Sulla base delle caratteristiche morfologiche e di copertura del suolo del corso d'acqua si è assunto un coefficiente di scabrezza di Strickler pari a 30 m^{1/3}/s⁻¹ per l'alveo inciso e 45 m^{1/3}/s⁻¹ per le opere in calcestruzzo in progetto.

5.7. VERIFICA IDRAULICA DEL TOMBINO IN PROGETTO

L'adeguamento dello svincolo di Millesimo implica il rifacimento dell'opera di attraversamento, che deve essere realizzata di sezione B x H = 3.0 X 3.0 m; a monte ed a valle dell'opera di attraversamento sono realizzati due tratti di sezione rivestita in cls a cielo aperto di dimensioni trasversali sempre pari a 3.0 X 3.0 m. La sistemazione monte/valle dell'opera di attraversamento garantisce stabilità morfologica all'alveo del San Bernardo.

I valori idrodinamici generati dalla piena duecentennale e la sua verifica idraulica sono rappresentati nella tabella di seguito allegata, estratta dal software HY-8:

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	3.37	0.00	0.0	0-NF	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.50	1.50	3.85	0.48	0.0*	1-S2n	0.17	0.29	0.17	0.24	2.90	2.09
3.00	3.00	4.13	0.76	0.0*	1-S2n	0.27	0.47	0.27	0.37	3.72	2.67
4.50	4.50	4.36	0.99	0.0*	1-S2n	0.35	0.61	0.35	0.49	4.29	3.07
6.00	6.00	4.57	1.20	0.0*	1-S2n	0.42	0.74	0.42	0.59	4.74	3.37
7.50	7.50	4.76	1.39	0.0*	1-S2n	0.49	0.86	0.49	0.69	5.11	3.62
9.00	9.00	4.94	1.57	0.0*	1-S2n	0.55	0.97	0.55	0.78	5.42	3.83
10.50	10.50	5.11	1.74	0.0*	1-S2n	0.61	1.08	0.61	0.87	5.70	4.01
12.00	12.00	5.27	1.90	0.0*	1-S2n	0.67	1.18	0.68	0.96	5.87	4.17
13.00	13.00	5.38	2.01	0.0*	1-S2n	0.71	1.24	0.72	1.01	6.00	4.27
15.00	14.66	5.55	2.18	0.0*	1-S2n	0.77	1.35	0.78	1.12	6.23	4.45

Tabella 13 – Valori riassuntivi idrodinamici per T_r 200 anni

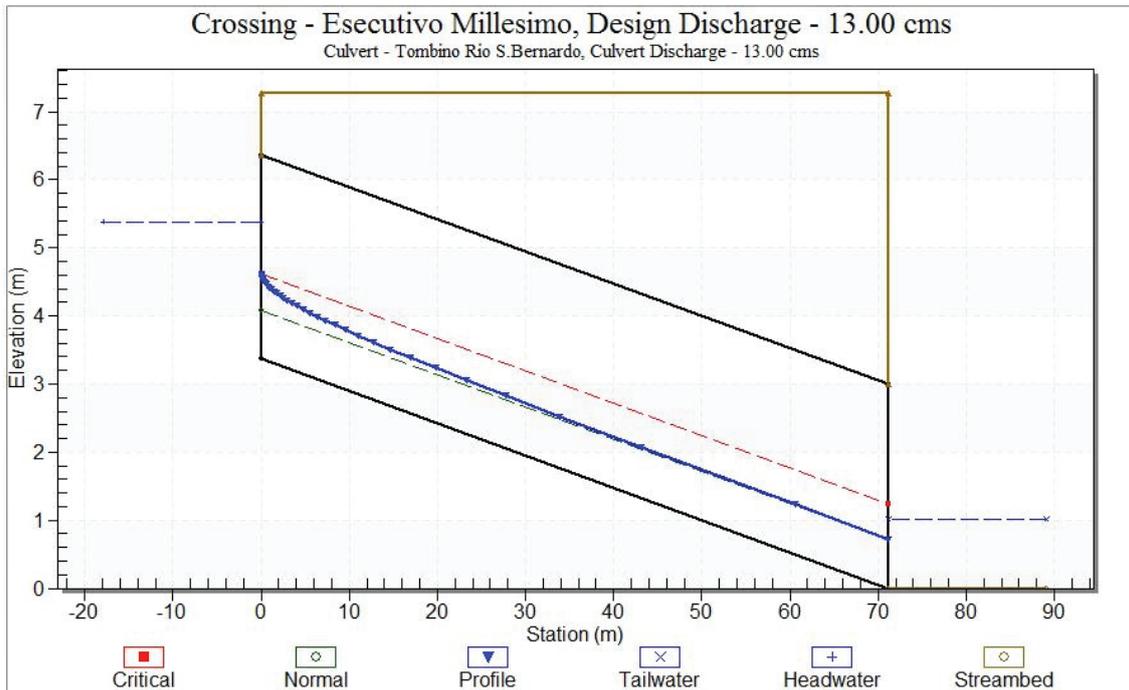


Figura 8 – Profilo di corrente Tombino 3x3 in cls

I risultati ottenuti mostrano come l'opera in progetto risulti adeguata in conformità al *Regolamento Regionale N.3*, in quanto il suo franco di sicurezza, ottenuto tramite la differenza tra la quota di intradosso del manufatto e quella idrometrica è pari a 2.29 m considerata l'altezza idrometrica interna al tombino pari 0.71 m.

5.8. TRASPORTO SOLIDO

In riferimento a quanto indicato dal *Regolamento Regionale N.3* si è eseguita una quantificazione di massima della capacità di trasporto solido di fondo del rio San Bernardo.

Per la valutazione della capacità di trasporto solido è stata applicata la formulazione sperimentale proposta da M.Pica in "Trasporto solido al fondo" (Energia Elettrica, n. 8-1974, L'ACQUA 2/2000) basata sulle relazioni tra pendenza dei canali di deflusso, portata liquida e granulometria dei depositi in alveo espresse mediante il calcolo di due fattori adimensionali:

- τ (sforzo tangenziale sull'elemento solido);
- g_s (intensità del trasporto solido).

La formulazione utilizzata è la seguente:

$$\tau = \frac{1 \cdot Q^{3/8} \cdot i^{13/16}}{\gamma_* \cdot g^{3/16} \cdot d^{15/16}}$$

$$g_s = 0.74 \cdot \tau^{2.3}$$

$$g_s = \frac{1}{\gamma_s \cdot \gamma_*^{1/2} \cdot g^{5/16}} \cdot \frac{G_s \cdot i^{3/16}}{Q^{3/8} \cdot d^{25/16}}$$

- Q = portata liquida al colmo con tempo di ritorno assegnato (m³/s)
- i = pendenza media dell'alveo (m/m)
- γ_s = peso specifico del materiale in alveo (kg/m³)
- g = accelerazione di gravità (m/s²)
- d = diametro medio del materiale in alveo (m)
- γ^* = $(\gamma_s - \gamma) / \gamma$, con γ = peso specifico dell'acqua
- G_s = portata solida (kg/s)

La granulometria media dei materiali in alveo rappresenta la frazione mediamente mobilizzabile nel tipo di depositi maggiormente diffusi nell'area oggetto di studio ed è valutata sulla base delle osservazioni svolte in sito.

Le grandezze inserite in input nella formulazione di Pica sono le seguenti:

- Q₂₀₀ = 12.10 m³/s
- i = 0.06 m/m
- γ_s = 2700 kg/m³
- γ = 1000 kg/m³
- d = 0.1 m

La capacità di trasporto solido movimentabile è risultata pari a circa 444 kg/s (G_s) corrispondente ad una portata di 0.16 m³/s (Q_s); tale portata solida risulta pari all'1.36 % della portata di riferimento a tempo di ritorno 200 anni. Questo risultato mostra che non esistono rischi di occlusione del manufatto in progetto o di accumulo concentrato dei sedimenti lungo l'asta, in ragione delle caratteristiche della corrente di piena del San Bernardo (corrente veloce) in corrispondenza del tombino.

Di seguito si allegano i risultati ottenuti:



AUTOSTRADA dei Fiori S.p.A. Tronco A6 TORINO-SAVONA
LAVORI DI ADEGUAMENTO DELLA STAZIONE DI MILLESIMO
PROGETTO DEFINITIVO
RELAZIONE IDROLOGICA – IDRAULICA E COMPATIBILITA' IDRAULICA



Corso d'acqua	Q200 (m3/s)	i media (m/m)	d (m)	τ (-)	gs (-)	Gs (kg/s)	Qs (m3/s)	Qs/Q200 (%)
Rio S.Bernardo	12.1	0.06	0.1	0.860	0.523	444.08	0.16	1.36%

Tabella 14 – Capacità di trasporto solido del S.Bernardo valutata tramite la formulazione di Pica