



COMUNE DI SAN BARTOLOMEO IN GALDO

Provincia di Benevento

PROGETTO:

PROGETTO PER IL RISANAMENTO IDROGEOLOGICO
DELLE AREE A VALLE DEL CENTRO ABITATO

PROGETTO ESECUTIVO

I° STRALCIO FUNZIONALE

DESCRIZIONE ELABORATO:

Relazione idraulica

LOCALITA' VADORICCI

PROGRESSIVO

CODICE

11

R.1.1

SCALA: -

RTP PROGETTAZIONE:

General Engineering SRL (capogruppo mandatario)

Ing. Carlo Camilleri (mandante)

Ing. Antonio D'Andrea (mandante)

Ing. Giandonato D'Andrea (mandante)

Arch. Viviana Solla (mandante)

Geologo Dott. Angelo Monaco (mandante)

DATA	REV.	DESCRIZIONE DELLA REVISIONE	RESPONSABILE REVISIONE
GENNAIO 2018	0	PRIMA EMISSIONE	
FEBBRAIO 2020	1	SECONDA EMISSIONE	

Sommario

1. INTRODUZIONE	2
2. CALCOLO DELLE PORTATE DEL BACINO	3
2.1. INDIVIDUAZIONE DEL BACINO IDROGRAFICO	3
2.2. CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE DEL BACINO	4
2.3. CALCOLO DELLA PORTATA DI PIENA	5
2.4. CALCOLO DELLA PORTATA DI PIENA SECONDO L'ALLEGATO 1 DELLE NORME DI ATTUAZIONE DEL PAI DEL FIUME FORTORE	6
3. CALCOLO DEI PROFILI IDRAULICI IN MOTO PERMANENTE.....	7
3.1. DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO	7
3.2. EQUAZIONI PER IL CALCOLO DEL PROFILO IDRAULICO.....	7
3.2.1. CALCOLO DELLA PROFONDITÀ DI STATO CRITICO	10
3.2.2. CALCOLI IDRAULICI PER SEZIONI CON SINGOLARITÀ	10
3.2.3. MODALITA' DI DEFLUSSO DELLA PIENA.....	12
3.2.4. SCELTA DEI COEFFICIENTI DI SCABREZZA	13
3. VERIFICHE IDRAULICHE E VERIFICHE RECETTORE FINALE.....	14

1. INTRODUZIONE

La presente relazione riguarda la verifica del tombino da realizzare nella località Vadoricci nel comune di San Bartolomeo in Galdo.

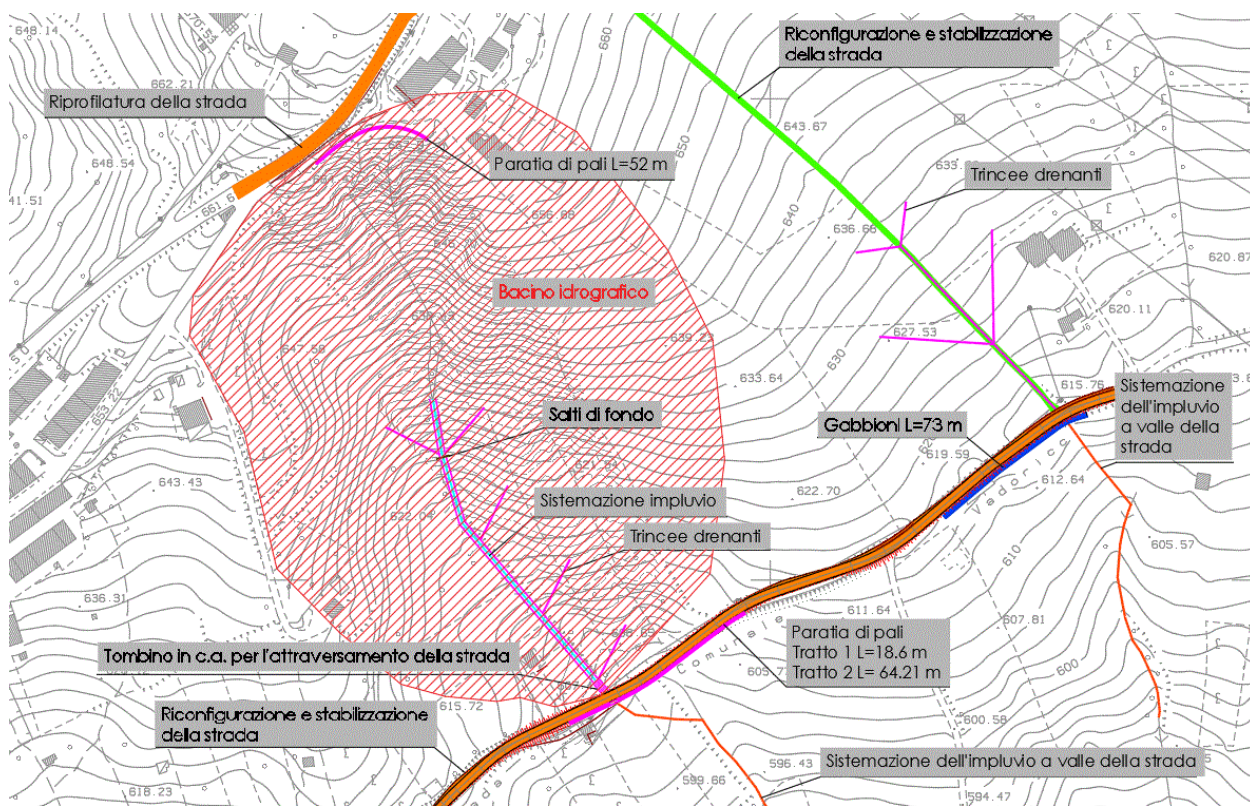
La verifica è volta a controllare che con una portata di piena avente periodo di ritorno di 200 anni siano garantite le condizioni di sicurezza.

2. CALCOLO DELLE PORTATE DEL BACINO

2.1. INDIVIDUAZIONE DEL BACINO IDROGRAFICO

Per il calcolo delle portate è necessario individuare il bacino idrografico, ossia quella porzione di territorio che contribuisce a convogliare le acque meteoriche nella sezione di chiusura posta in corrispondenza dell'imbocco del canale. Si è provveduto alla delimitazione del bacino idrografico mediante le curve di livello, seguendo i punti singolari di dislivello fino alla sezione di chiusura del bacino stesso.

Di seguito si riporta l'individuazione del bacino sulla cartografia con riferimento alla *Vadoricci* in cui la superficie risulta di *4.2 ha*.



Bacino idrico relative al canale.

2.2. CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE DEL BACINO

Il tempo di corrivazione del bacino è il tempo impiegato da una goccia d'acqua che cade nel punto idraulicamente più lontano del bacino per raggiungere la sezione di chiusura.

Questo viene, in genere, stimato utilizzando formule empiriche derivate dall'analisi di una gran quantità di casi reali, che esprimono il legame mediamente esistente tra il tempo di corrivazione e alcune grandezze caratteristiche del bacino di facile determinazione.

A tal proposito viene utilizzata la relazione di Giandotti, in cui si ammette che il tempo di corrivazione (in ore) del bacino sia calcolato come:

$$t_c = \frac{1.5 \cdot L + 4 \cdot \sqrt{S}}{0.8 \cdot \sqrt{z_{med} - z_0}}$$

dove:

- L è la lunghezza dell'asta principale, in questo caso pari a 0.14 km;
- S è la superficie totale del bacino [km²];
- z_{med} è la quota media del bacino, precedentemente calcolata [m s.l.m.];
- z_0 è la quota della sezione di chiusura [m s.l.m.].

In particolare, nel caso in esame si ha:

$$t_c = \frac{1.5 \cdot 0.14 + 4 \cdot \sqrt{0.042}}{0.8 \cdot \sqrt{639 - 607}} = 0.228 \text{ h}$$

2.3. CALCOLO DELLA PORTATA DI PIENA

Il calcolo della portata di piena viene effettuato con il metodo della corrivazione utilizzando la seguente relazione:

$$Q_{\max} = \varphi \cdot i(t_p) \cdot S$$

dove:

- φ è il coefficiente di afflusso che rappresenta l'aliquota delle precipitazioni che giunge nella sezione di chiusura, e costituisce la portata effettiva. Nella progettazione il coefficiente di afflusso è stato posto costante per l'intero sistema ed a vantaggio di sicurezza è stato considerato pari a 1;
- i è l'intensità di pioggia che dipende dalla durata dell'evento osservato;
- S è la superficie totale del bacino.

Per calcolare l'intensità di pioggia $i(t)$, si fa riferimento alla variabile aleatoria altezza di pioggia max ($h_{t,T}$) per una durata (t) corrispondente ad un periodo di ritorno (T) fissato pari a 200 anni che presenta la seguente espressione:

$$h_{t,T} = a \cdot t^n$$

I parametri a ed n sono stati ricavati precedentemente con l'analisi pluviometrica presente nella relazione idrologica.

Di seguito si riportano delle tabelle riepilogative dei calcoli svolti, considerando il tempo di corrivazione, ottenuto con la formula di Giandotti, e delle portate massime di piena con riferimento ad un periodo di ritorno di 200 anni.

Dati pluviometrici			
T=100 anni		T=200 anni	
a	n	a	n
50.245	0.3162	59.108	0.3325

Tempo di corrivazione Formula di Giandotti				
L	S	z _m	z _o	tc
[km]	[km ²]	[ms.l.m.]	[ms.l.m.]	[h]
0.2	0.052	639	607	0.228

Portata convogliata nel vallone (Sezione finale)				
A	tc	i(t)	φ	Q
[ha]	[h]	[mm/h]		[m ³ /s]
4.2	0.228	158.6	1.0	1.85

2.4. CALCOLO DELLA PORTATA DI PIENA SECONDO L'ALLEGATO 1 DELLE NORME DI ATTUAZIONE DEL PAI DEL FIUME FORTORE

Nella seguente tabella sono riportate le curve di inviluppo per il calcolo delle portate di piena con tempi di ritorno di 30, 100, 200, 500m anni, dove Q è la portata in mc/s e A è l'area del bacino sotteso in kmq.

Tempo di ritorno	Curva inviluppo
30	$Q = 10 A^{0.75}$
100	$Q = 13 A^{0.75}$
200	$Q = 16 A^{0.75}$
500	$Q = 19 A^{0.75}$

Considerando un tempo di ritorno di 200 anni, è possibile determinare la portata pari a:

$$Q = 16 A^{0.75} = 16 \cdot 0.042^{0.75} = 1.48 \text{ m}^3/\text{s}$$

Dal confronto con le portate determinate, a vantaggio di sicurezza, si considera la portata determinata con il metodo della corrivazione, in quanto risulta essere maggiore e pari a:

$$Q = 1.85 \text{ m}^3/\text{s}$$

3. CALCOLO DEI PROFILI IDRAULICI IN MOTO PERMANENTE

3.1. DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

La valutazione della sufficienza idraulica è stata condotta mediante l'ausilio di un codice¹ per il calcolo dei profili idraulici in moto permanente gradualmente variato in alvei naturali (o artificiali), che consente anche la valutazione degli effetti della corrente dovuti all'interazione con ponti, briglie, stramazzi ed aree golenali. In primo luogo occorre fornire le informazioni relative alla geometria del corso d'acqua in un'apposita sezione (denominata *geometric data*), all'interno della quale si devono definire il corso del fiume (denominato *reach*), la geometria delle sezioni (denominata *cross section geometry*), la distanza fra le sezioni (denominata *reach lengths*) e il coefficiente di scabrezza, rappresentativo delle perdite di carico, secondo la formulazione di Manning.

In questa sezione è possibile definire la quota delle sponde (denominate *left and right elevations*), degli argini (denominati *levees*), inserire nella sezione delle aree dove l'acqua arriva ma non contribuisce al deflusso (denominate *ineffective flow areas*) e delle coperture (denominate *lids*).

Il codice di calcolo permette anche di fornire la geometria dei ponti in una sezione (denominata *bridge and culvert data*) nella quale è possibile definire per ogni ponte l'impalcato (denominato *deck/roadway*), le pile (denominate *piers*), le spalle (denominate *sloping abutments*) e le condizioni di calcolo (denominate *bridge modelling approach*).

Successivamente occorre impostare la sezione relativa alle condizioni di moto (denominata *steady flow data*), definendo la portata di riferimento per le diverse sezioni fluviali e le condizioni al contorno (denominate *boundary conditions*). A questo punto il codice di calcolo è pronto per eseguire i calcoli idraulici nella sezione denominata *steady flow analysis*.

I risultati delle computazioni idrauliche sono proposti attraverso delle tabelle riepilogative (*cross-section table* e *profile table*), dei grafici delle sezioni geometriche (*plot cross-section*), dal profilo longitudinale (*plot profile*) ed infine tramite una visione prospettica tridimensionale del sistema fluviale (x, y, z *perspective plot*).

3.2. EQUAZIONI PER IL CALCOLO DEL PROFILO IDRAULICO

L'ipotesi alla base delle formulazioni per la determinazione del profilo idraulico è che il moto dell'acqua nel canale sia uniforme. Questo significa che tutte le grandezze caratterizzanti la corrente (altezza idrica, velocità media nella sezione, portata, ecc.) risultano costanti nel tempo e nello spazio.

Sotto questa ipotesi, la pendenza media disponibile i_m , definita come il rapporto fra la differenza di quota e la distanza fra la sezione di monte e quella di valle, è esattamente pari alla cadente

¹ HEC-RAS, River Analysis System (versione 4.1.0), sviluppato da U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, 609 Second Street, Davis, California, USA.

piezometrica J , che rappresenta le dissipazioni energetiche per unità di lunghezza. La relazione $i_m = J$ costituisce l'equazione fondamentale del moto uniforme.

La determinazione del profilo teorico in moto permanente è ottenuta tramite l'applicazione del cosiddetto *Standard Step Method*, basato appunto sull'equazione mono-dimensionale del contenuto energetico della corrente:

$$H_1 - H_2 = h_f + h_e$$

dove H_1 [m] ed H_2 [m] sono i carichi totali della corrente nelle sezioni di monte e di valle del tronco d'alveo considerato, h_f [m] sono le perdite di carico dovute all'attrito del fondo e delle sponde mentre h_e [m] è un termine che tiene conto degli effetti dovuti alla non cilindricità della corrente.

In particolare, h_f dipende principalmente dalla scabrezza del tratto di alveo considerato ed è esprimibile come:

$$h_f = j_f \cdot L$$

con j_f pendenza motrice nel tratto di lunghezza L [m].

Il calcolo di j_f è effettuabile con diverse formulazioni in funzione della pendenza motrice J in corrispondenza delle sezioni di inizio e fine di ciascun tratto.

Il calcolo del termine J nella singola sezione è effettuato mediante la:

$$J = \left[\frac{Q}{K} \right]^2$$

dove Q [m³/s] è la portata di calcolo e K (denominato *conveyance*) rappresenta un parametro di conducibilità, ricavabile attraverso la seguente espressione:

$$K = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}}$$

dove A [m²] è l'area della sezione liquida, R [m] il raggio idraulico e n [m^{-1/3} s] è il parametro rappresentativo della scabrezza, espresso in termini di coefficiente di Manning.

Il modello consente di suddividere la sezione in più zone in cui assegnare un valore diverso del parametro n di scabrezza; in particolare è possibile individuare tre zone principali: quella centrale dell'alveo inciso (denominata *main channel*) e due zone laterali golenali (denominate *right and left overbanks*).

Ai fini del calcolo, si possono assumere valori del coefficiente n riportati nella tabella seguente a seconda della tipologia d'alveo e di golenale; tali valori sono da intendersi di riferimento e quindi in ogni situazione reale vanno adeguatamente soppesati con le condizioni esistenti.

Descrizione del corso d'acqua: alveo e area golenale	n Manning (m ^{-1/3} ×s)	ks Strickler (m ^{1/3} ×s ⁻¹)	m Kutter (m ^{1/2})	γ Bazin (m ^{1/2})
Tratti montani dei corsi d'acqua naturali con salti, rocce o vegetazione arbustiva-arborea in alveo	0.040÷0.033	25÷30	3.50÷3.00	3.00÷2.30
Corsi d'acqua regolari con vegetazione e movimento di materiale sul fondo	0.033÷0.028	30÷35	3.00÷2.00	2.30÷1.75
Corsi d'acqua di pianura, con andamento regolare e scarsa presenza di vegetazione	0.028÷0.025	35÷40	2.00÷1.50	1.75÷1.30
Tratti urbanizzati dei corsi d'acqua, con fondo naturale e pareti in massi regolari cementati	0.028÷0.025	35÷40	2.00÷1.50	1.75÷1.30
Corsi d'acqua con fondo e pareti totalmente cementati, in buono stato e privi di manufatti in alveo	0.025÷0.022	40÷45	1.50÷1.35	1.30÷1.00
Tratti tombinati perfettamente lisciati e dotati di dispositivi di trattenuta di materiale flottante o di trasporto	0.020÷0.018	50÷55	1.00÷0.75	0.85÷0.60
Aree golenali verdi, caratterizzate da vegetazione regolare e alberi di medie dimensioni	0.050÷0.040	20÷25	≥3.50	≥3.00
Aree golenali a prato, con erba tagliata e assenza di alberi	0.033÷0.025	30÷40	3.00÷1.50	2.30÷1.30
Aree urbane adibite a parcheggio o con strade abbastanza ampie	0.020÷0.018	50÷55	1.00÷0.75	0.85÷0.60

Per il calcolo della scabrezza equivalente n_e il codice di calcolo utilizza la formula

$$n_e = \left[\frac{\sum_{i=1}^N \left(P_i \cdot n_i^3 \right)}{P} \right]^{\frac{2}{3}}$$

dove $P[m]$ rappresenta il perimetro bagnato dell'intera sezione, P_i e n_i il perimetro bagnato e il coefficiente di Manning della sezione i -esima. Per rappresentare la macro-scabrezza, in particolare nei tratti urbani dove si possono trovare edifici in prossimità del corso d'acqua, il codice di calcolo permette di inserire dei blocchi (denominati *blocked obstruction*), che sono aree della sezione permanentemente bloccate, le quali diminuiscono l'area della sezione e aggiungono perimetro bagnato quando l'acqua giunge a contatto con esse.

Il termine h_e dipende, invece, dalla variazione del carico cinetico della corrente tra le sezioni i ed $i+1$ dovuta al cambio di geometria delle sezioni stesse ed è a sua volta esprimibile come:

$$h_e = \beta \cdot \left[\alpha_i \cdot \frac{V_i^2}{2g} - \alpha_{i+1} \cdot \frac{V_{i+1}^2}{2g} \right]$$

dove β è un coefficiente di contrazione o espansione dipendente dalle condizioni geometriche del tratto considerato, V_i e V_{i+1} [m/s] sono i valori delle velocità medie agli estremi del tronco e α_i e α_{i+1} sono i coefficienti correttivi dell'energia cinetica.

3.2.1. CALCOLO DELLA PROFONDITÀ DI STATO CRITICO

Al tirante idrico in condizioni di stato critico corrisponde la massima portata teoricamente smaltibile dalla sezione, indipendentemente dalla natura del fondo e delle pareti, nonché dall'inserimento della sezione stessa in un tronco fluviale. Esso è stato valutato imponendo che il numero di Froude, indicato con Fr , assuma valore unitario. In termini di portata e per le sezioni in esame, si scrive:

$$Fr = \frac{VA}{\sqrt{A^3 g h_m}}$$

dove g è l'accelerazione di gravità, h_m il tirante idrico, A l'area bagnata della sezione, e V la velocità media della sezione.

3.2.2. CALCOLI IDRAULICI PER SEZIONI CON SINGOLARITÀ

Il codice di calcolo consente la simulazione del deflusso attraverso ponti (*bridge*) e tombinature (*culvert*) mediante la loro schematizzazione geometrica (impalcato, pile, setti, ecc.).

La procedura di calcolo utilizzata consente di simulare il deflusso a pelo libero al di sotto dell'impalcato, il deflusso in pressione al di sotto dell'impalcato e la combinazione del deflusso in pressione e del deflusso con scavalcamento dell'impalcato stesso (funzionamento a stramazzo). Per il deflusso a pelo libero il modello utilizza il metodo della conservazione della quantità di moto (*Momentum Balance*) che consiste nell'eguagliare la quantità di moto fra la sezione di monte e di valle del manufatto attraverso tre passi successivi:

- 1) tra sezione esterna di valle (sezione 2) e sezione interna di valle (sezione D):

$$(my)_D + (mq)_D = (my)_2 - (my)_P + (mq)_2 + \frac{F_f - W_x}{\gamma}$$

- 2) tra sezione interna di valle (sezione D) e sezione interna di monte (sezione U):

$$(my)_U + (mq)_U = (my)_D + (mq)_D + \frac{F_f - W_x}{\gamma}$$

$$(my)_1 + (mq)_1 = (my)_U + (mq)_U + (my)_P + \frac{1}{2} \cdot C_D \cdot \left(\frac{A_P}{A_1} \right) \cdot (mq)_1 + \frac{F_f - W_x}{\gamma}$$

- 3) tra sezione interna di monte (sezione U) e sezione esterna di monte (sezione 1):

Avendo indicato con:

$my = A \cdot Y$ = prodotto dell'area per la distanza verticale tra il pelo libero e il centro di gravità delle sezioni di deflusso;

$$mq = \frac{Q^2}{g \cdot A}$$

C_D = coefficiente di "drag" variabile in funzione della forma delle pile;

F_f = forza dovuta all'attrito sul fondo e sulle pareti;

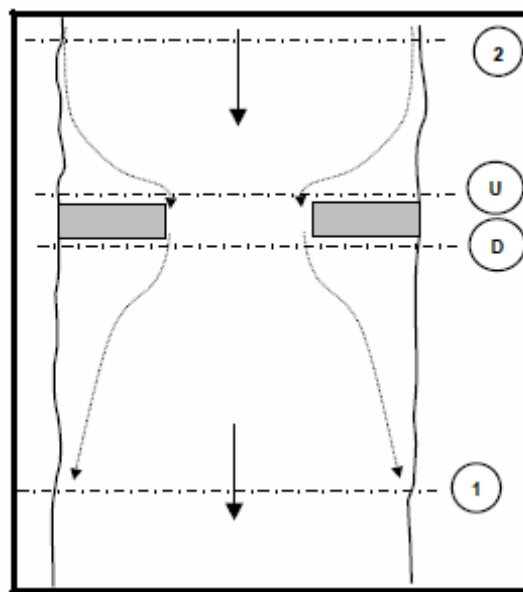
W_x = forza peso nella direzione del flusso;

γ = peso specifico dell'acqua;

p = pedice di riferimento della sola sezione bagnata delle pile.

In figura seguente si riporta lo schema della successione delle sezioni (ordinarie e fittizie) utilizzato per il calcolo del profilo in presenza delle pile di un ponte, dove la freccia indica la direzione del moto e i numeri si riferiscono alle sezioni utilizzate nelle formulazioni viste precedentemente.

Le sezioni che delimitano il tronco devono essere scelte in modo che la corrente che le attraversa sia gradualmente variata e, inoltre, tale che la loro distanza sia sufficientemente breve da poter lecitamente trascurare la risultante degli sforzi di attrito.



Il funzionamento in pressione è simulato mediante la formulazione propria dell'efflusso da luce:

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2gH}$$

dove $Q[m^3/s]$ è la portata defluita attraverso la luce di area $A[m^2]$, $H[m]$ è il dislivello tra il carico totale di monte ed il pelo libero a valle e C è il cosiddetto coefficiente di efflusso.

Il programma prevede la messa in pressione della struttura quando, secondo la scelta dell'utente, il carico totale o la quota del pelo libero risultano superiori alla quota dell'intradosso dell'impalcato.

$$Q = C \cdot L \cdot H^{\frac{3}{2}}$$

Il funzionamento a stramazzo è simulato attraverso la formulazione standard:

dove $Q[m^3/s]$ è la portata defluita sulla soglia di larghezza $L[m]$, $H[m]$ è il dislivello tra il carico totale di monte e la quota della soglia e C è il coefficiente di efflusso, variabile in funzione del tipo di stramazzo e del carico sopra la soglia.

Nel caso di funzionamento combinato di moto in pressione con scavalcamento del ponte (stramazzo) l'entità delle portate stramazzeanti e defluenti al di sotto dell'impalcato viene determinata attraverso una procedura iterativa combinando le equazioni che regolano i due fenomeni.

Nella verifica di sezioni particolari, quali ad esempio le zone di confluenza, dove non sono applicabili le relazioni precedenti, è stato applicato il teorema della quantità di moto. In particolare, è stato individuato un volume di controllo definito dalla superficie di contorno del tratto in esame in cui è applicabile la relazione:

$$F_s + G = I + M_u - M_e$$

dove F_s è la risultante delle forze di superficie (spinta idrostatica e attrito del fondo e delle pareti) agenti dall'esterno sul volume di controllo, G è la risultante delle forze di massa (in genere la forza peso), I la risultante delle inerzie locali, M_u e M_e le quantità di moto delle masse che nell'unità di tempo entrano ed escono dal volume di controllo.

3.2.3. MODALITA' DI DEFLUSSO DELLA PIENA

La verifica delle condizioni di deflusso della portata di piena è stata dunque svolta simulando il moto permanente gradualmente variato (portata costante e alveo variabile) in alveo schematizzato come monodimensionale.

Caratterizzazione geometrica

Per quanto riguarda il tombino ne è stata schematizzata la geometria tramite l'inserimento, nel settore denominato *bridge and culvert data*, delle sezioni, del rilevato stradale e delle condizioni di calcolo per il tracciamento del profilo di moto nei pressi del manufatto stesso.

Parametri idraulici

Dal punto di vista idraulico, il software Hec-Ras richiede in ingresso i dati di portata e dei valori di scabrezza.

Nelle verifiche idrauliche è stata considerata la portata calcolata precedentemente con periodo di ritorno di 200 anni:

- portata avente tempo di ritorno di 200 anni pari a 1,85 mc/s;

In particolare la portata è stata utilizzata come condizione in ingresso a monte del tratto in esame e considerata uniformemente distribuita lungo tutto lo sviluppo del corso d'acqua.

Per quanto riguarda la scelta del coefficiente di scabrezza del tombino in c.a., è stato considerato un valore del coefficiente di Manning pari $0,014 \text{ s/m}^{1/3}$, corrispondente a superfici in cemento liscio.

Condizioni al contorno

Il programma Hec-Ras dispone di quattro differenti opzioni per la definizione delle condizioni al contorno:

1. *Known Water Surface Elevations*: la condizione al contorno corrisponde ad un valore noto d'altezza d'acqua inserito per ciascuno dei profili da calcolare;
2. *Critical Depth*: la condizione al contorno viene posta uguale alla profondità critica che il programma calcola per ciascuno dei profili;
3. *Normal Depth*: la condizione al contorno è uguale alla profondità di moto uniforme che il programma

calcola per ciascuno dei profili. In questo caso si deve inserire la pendenza della linea dei carichi totali, che può essere approssimata mediante la pendenza del tratto nel canale a monte;

4. 4. *Rating Curve*: in questo caso occorre inserire una serie di valori noti di altezza d'acqua e delle relative portate.

La condizione al contorno per ciascun profilo viene ottenuta interpolando le altezze d'acqua della scala di deflusso per il corrispondente valore di portata.

Non conoscendo a priori la natura della corrente si è deciso di impostare la simulazione idraulica in condizioni di regime misto.

Le condizioni al contorno imposte sono state le seguenti: altezza di moto uniforme sia a monte che valle del tratto studiato, definendo la relativa pendenza dei tratti di monte e di valle.

3.2.4. SCELTA DEI COEFFICIENTI DI SCABREZZA

Le scabrezze idrauliche dovranno fare riferimento alla effettiva condizione del corso d'acqua in funzione della vegetazione presente in alveo, dell'entità del trasporto solido e alle particolari condizioni di deflusso. Si riporta di seguito una tabella con i valori di scabrezza (espressi in termini del coefficiente di Gauckler – Strickler) di riferimento da assumersi nelle verifiche idrauliche.

Descrizione del corso d'acqua	Ks [$m^{1/3}s^{-1}$]
Alvei naturali con forte presenza di vegetazione arbustiva e arborea, fondo mobile con materiale di grossa pezzatura, alvei in roccia con sporgenze e grossi massi	20-25
Alvei naturali tortuosi con presenza di vegetazione arbustiva e arborea, fondo mobile con sedimenti di media pezzatura	25-30
Alvei naturali rettilinei con scarsa presenza di vegetazione arbustiva e arborea, fondo mobile con sedimenti di piccola pezzatura	30-35
Alvei artificiali inerbiti in assenza di vegetazione arbustiva e arborea	35-40
Alvei artificiali rivestiti in calcestruzzo in assenza di manufatti interferenti con le acqua	40-45

4. VALUTAZIONI INERENTI LA PENDENZA DI COMPENSAZIONE

La diminuzione della velocità della corrente viene ottenuta riducendo la pendenza del tratto interessato dall'intervento mediante un numero sufficiente di opere (briglie), ciascuna della quali separata dalla successiva da un salto di fondo. Si realizzano così altrettanti tratti di pendenza inferiore alla pendenza originale, che viene chiamata pendenza di compensazione, simili ai gradini di una scala.

La pendenza di compensazione è quella pendenza che si stabilisce a monte delle briglie nel tratto di torrente stabilizzato. In questo tratto si realizza, su un periodo sufficientemente lungo (ad esempio un anno), la condizione di bilancio di massa conseguente alla compensazione tra erosione e sedimentazione: ad un volume di materiale asportato corrisponde, mediamente, un uguale volume di materiale depositato in modo che la pendenza resti costante. In pratica, se in corrispondenza ad eventi di piena con portata superiore a quella di progetto può riprendere, nella parte più a monte del tratto stabilizzato, l'erosione del fondo, questa viene poi ricompensata dal deposito che si verifica per portate inferiori.

La pendenza di compensazione è stata valutata per definire altezza complessiva delle briglie, dove a monte di ciascuna di esse si produce il fenomeno dell'interramento: la corrente, per superare la briglia, deve innalzare il pelo libero e l'aumento dell'area bagnata riduce la velocità e fa depositare il materiale che essa trasporta; il fenomeno è particolarmente accentuato in corrispondenza delle piene.

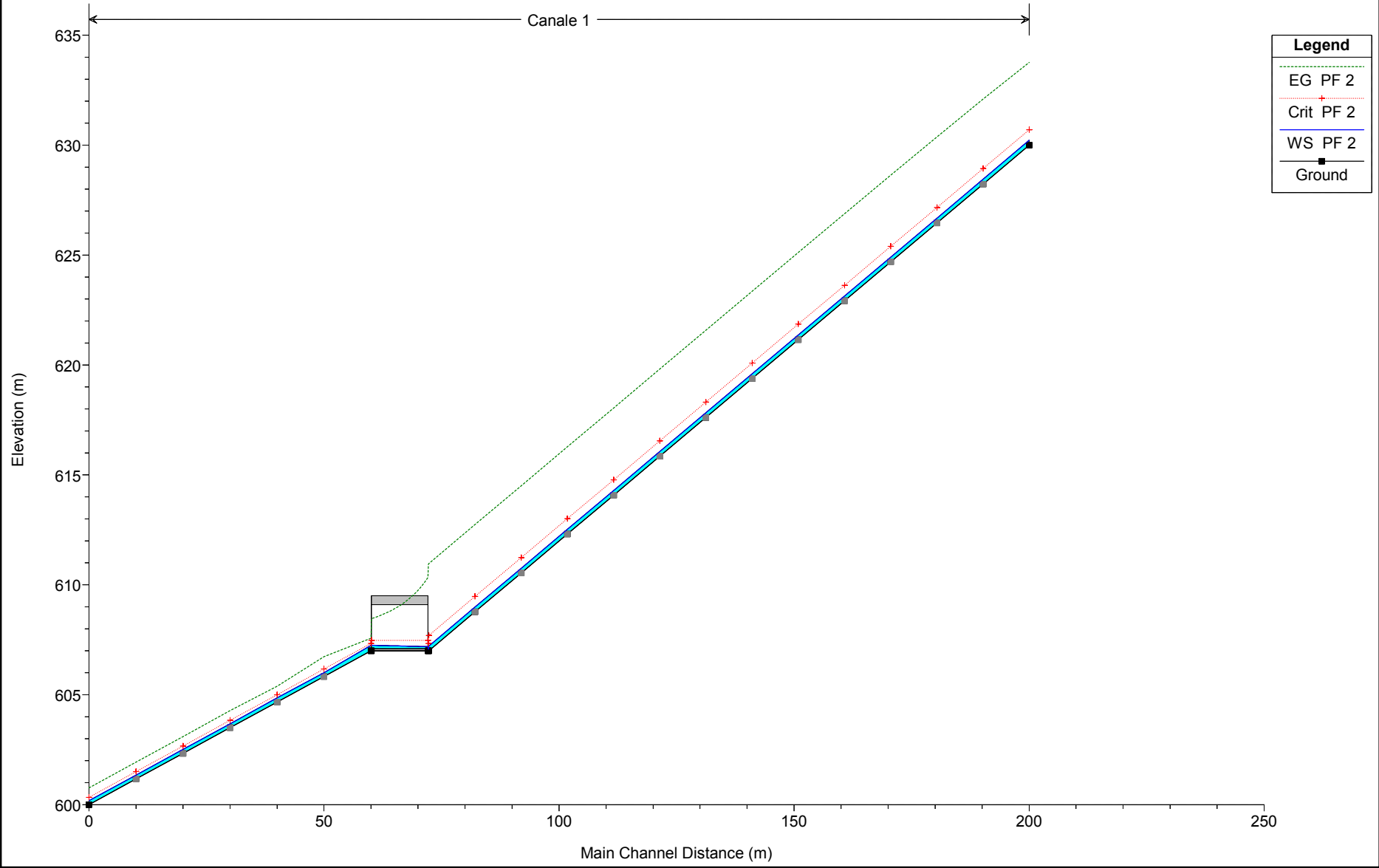
Inoltre la riduzione di pendenza prodotta dall'interramento nel tratto sistemato riduce la capacità erosiva e di trasporto della corrente.

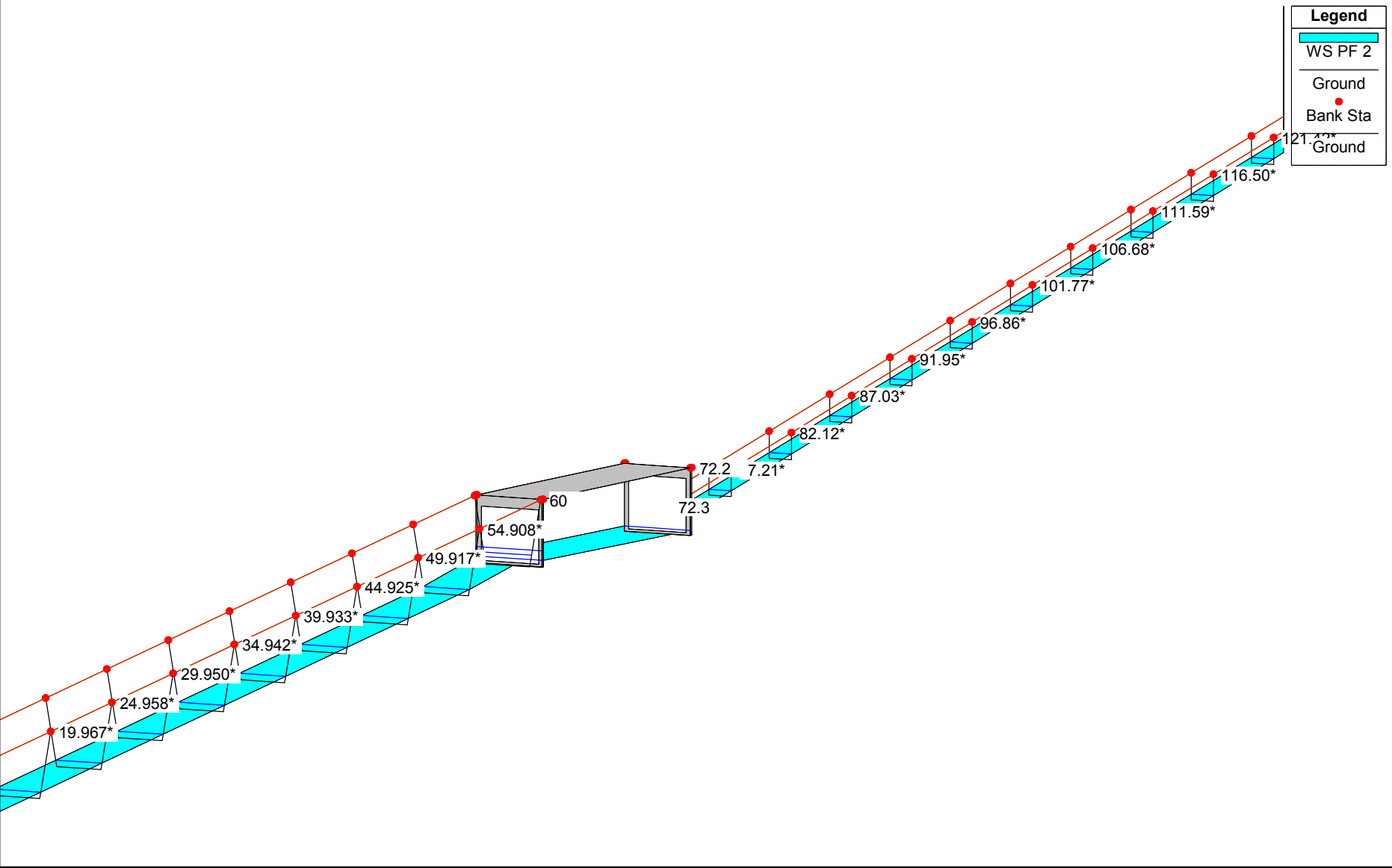
5. VERIFICHE IDRAULICHE E VERIFICHE RECETTORE FINALE

Dalle simulazioni effettuate si rileva che la sezione del tombino è in grado di smaltire la portata avente tempo di ritorno duecentennale come dimostrato nelle seguenti verifiche, con un franco di sicurezza sufficientemente ampio a garantire condizioni di sicurezza e senza creare fenomeni di rigurgito e risalto della corrente.

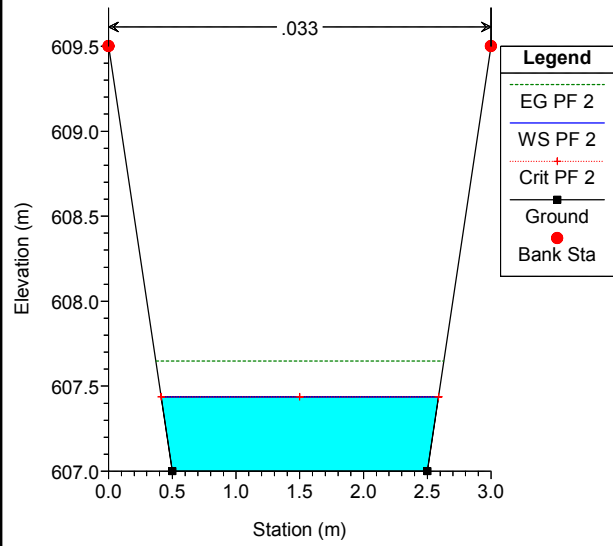
Inoltre è possibile notare che la portata con periodo di ritorno di 200 anni viene smaltita dal recettore finale in condizioni di sicurezza e con un franco di sicurezza sufficientemente ampio.

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi idraulica.

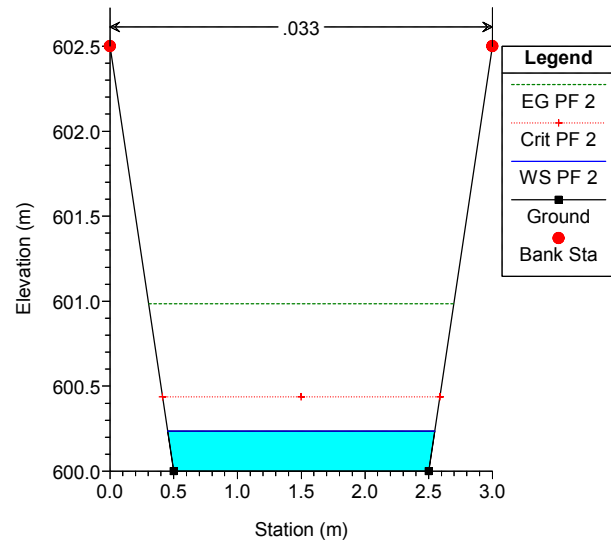




San Bartolomeo Plan: Plan 01 12/03/2018
Sezione A1



San Bartolomeo Plan: Plan 01 12/03/2018
Sezione A



HEC-RAS Plan: Plan 01 River: Canale Reach: 1 Profile: PF 2

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
1	200	PF 2	1.85	630.00	630.22	630.70	633.76	0.164971	8.33	0.22	1.00	5.64
1	72.3	PF 2	1.85	607.00	607.22	607.70	610.97	0.180166	8.58	0.22	1.00	5.90
1	72.2	PF 2	1.85	607.00	607.07	607.34	610.93	0.538759	8.70	0.21	3.00	10.44
1	66.1		Culvert									
1	60	PF 2	1.85	607.00	607.61		607.66	0.002791	1.01	1.83	3.00	0.41
1	59.9	PF 2	1.85	607.00	607.44	607.44	607.65	0.017351	2.03	0.91	2.17	1.00
1	0	PF 2	1.85	600.00	600.24	600.44	600.98	0.117027	3.83	0.48	2.09	2.55