CONSORZIO DI BONIFICA STORNARA E TARA – Taranto

PROVINCIA DI TARANTO

P.O.FESR 2007-2013- AZIONE 2.1.2 "C" – Interventi di miglioramento sui recapiti finali costituiti da corpi idrici non significativi e dal suolo – Affluente canale Cicena agro di San Giorgio J.

Denominazione : RELAZIONE IDROLOGICA-IDRAULICA

Elaborato: R3

1.1 Premessa

Il presente studio ha come obiettivo l'individuazione delle misure necessarie a consentire la corretta funzionalità idraulica, in regime ordinario, di un canale minore affluente sinistro del canale Cicena, individuato quale corpo recettore finale per il recapito dei reflui depurati dall'impianto AQP sito in San Giorgio Jonico. Più precisamente la presente ha lo scopo di identificare e risolvere le criticità di deflusso ordinario come previste all'interno della misura di finanziamento P.O. FESR 2007/2013 n. 2.1.2 "Interventi di miglioramento sui recapiti finali costituiti da corpi idrici superficiali non significativi e dal Suolo". Nelle successive figure n. 1 e n. 2 si riporta l'are oggetto di interesse con l'individuazione del depuratore e dei canali principali come riportati sulla cartografia IGM 1:25000 (Fig.01 e Fig.02).

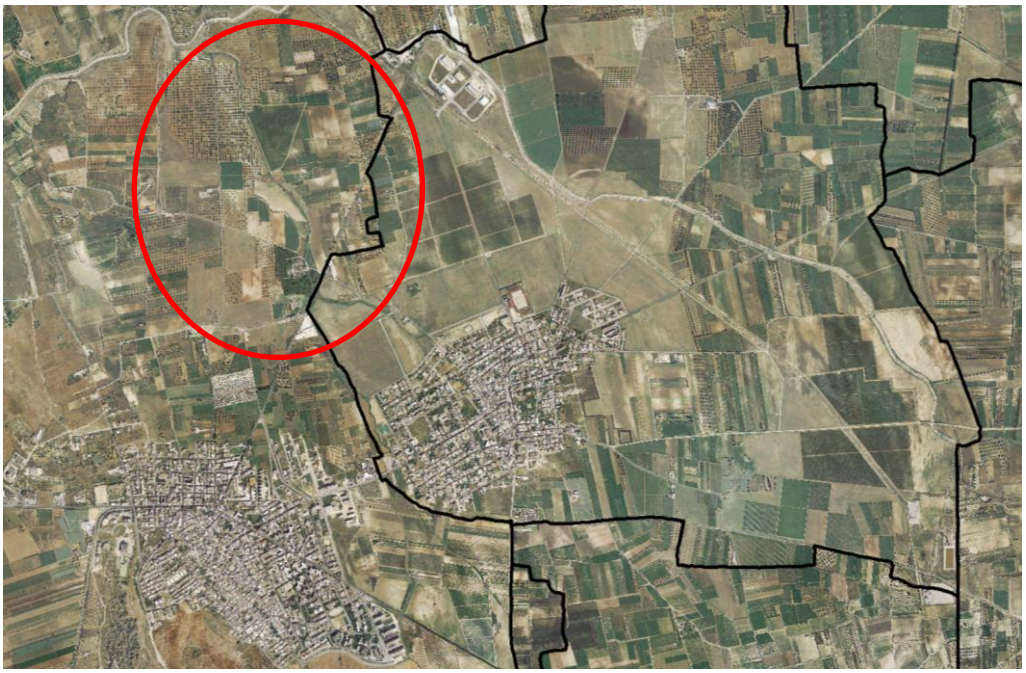


Fig 01)- *Individuazione su ortofoto dell'area oggetto dell'intervento con indicazione del depuratore*

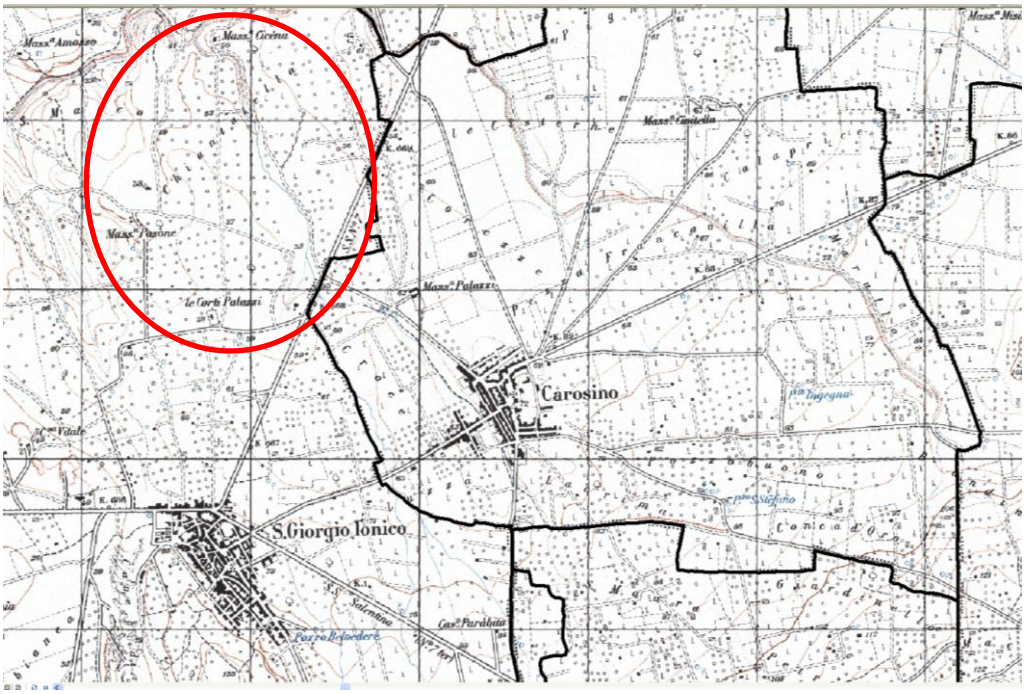


Fig 02)- *Individuazione su IGM scala 1:25000 dell'area oggetto dell'intervento con depuratore*

2.1 Descrizione degli interventi ed interferenza dell'opera con il deflusso superficiale

Per quanto detto in premessa i lavori a farsi prevedono che lo stesso collettore già in uso venga ridimensionato al fine di assicurarne la continuità idraulica dal punto di scarico fino all'innesto nel Canale Cicena che ne costituisce recapito finale (vedi Fig.03).
Al fine di meglio individuare le criticità dell'area in esame dal punto di vista morfologico, è stato condotto un apposito rilievo topografico di dettaglio (che si allega), che parte dal punto di immissione del depuratore e termina nel punto di connessione con il canale Cicena presso "Masseria Cicena".
Lo studio idrologico-idraulico eseguito verrà finalizzato in prima analisi alla determinazione dello stato attuale delle capacità di deflusso consentite dal canale, successivamente verrà valutata la sezione che consente di far defluire la portata ordinaria ed infine se ne valuterà capacità idraulica rispetto agli eventi meteorici straordinari (tempi di ritorno di 30, 200 e 500 anni).

- Tutte le modellazioni terranno conto del contributo dello scarico del depuratore.

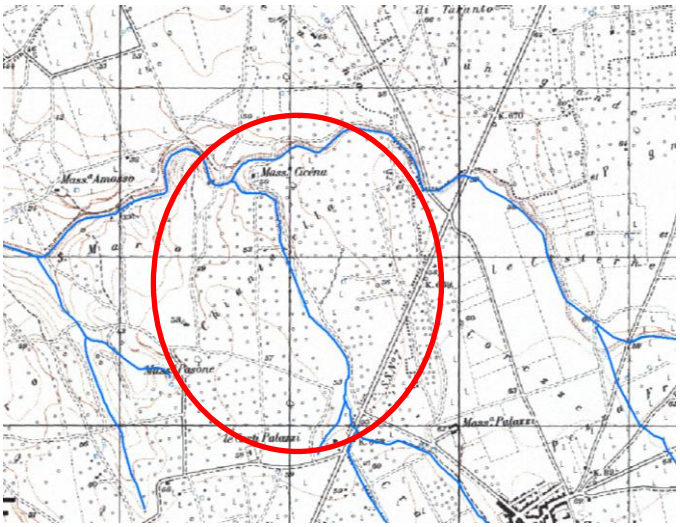


Fig 03)-*Individuazione su IGM 1:25.000 del'andamento del deflusso fino all'innesto canale Cicena;*

2.2 Inquadramento idrogeologico ed individuazione del bacino imbrifero

Nell'analisi del sito si è considerata la cartografia digitale CTR 1:5000, ortofoto ed un modello digitale del terreno a celle 8x8 messo a disposizione dalla regione Puglia. I dati ricavati dalla cartografia su esposta sono stati integrati con quelli del rilievo topografico di dettaglio. Per ricavare il bacino idrografico, sulla base della cartografia citata, sono stati utilizzati strumenti gis di geoprocessing mediante i quali si è individuato il bacino totale del canale, rappresentato in Fig.04 e Fig. 05.
Come sezione di chiusura del bacino imbrifero è stato considerato il punto di innesto con il canale Cicena.

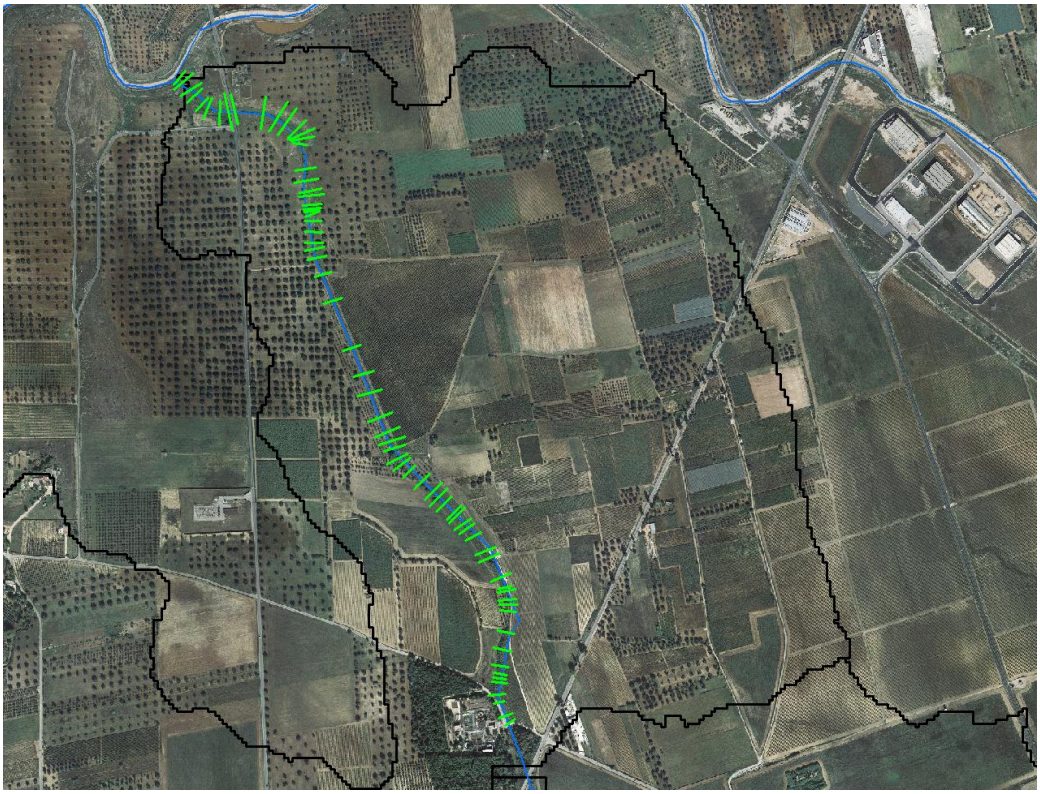


Fig 04)*-Inquadramento si ortofoto dell'area di rilievo e sezioni*

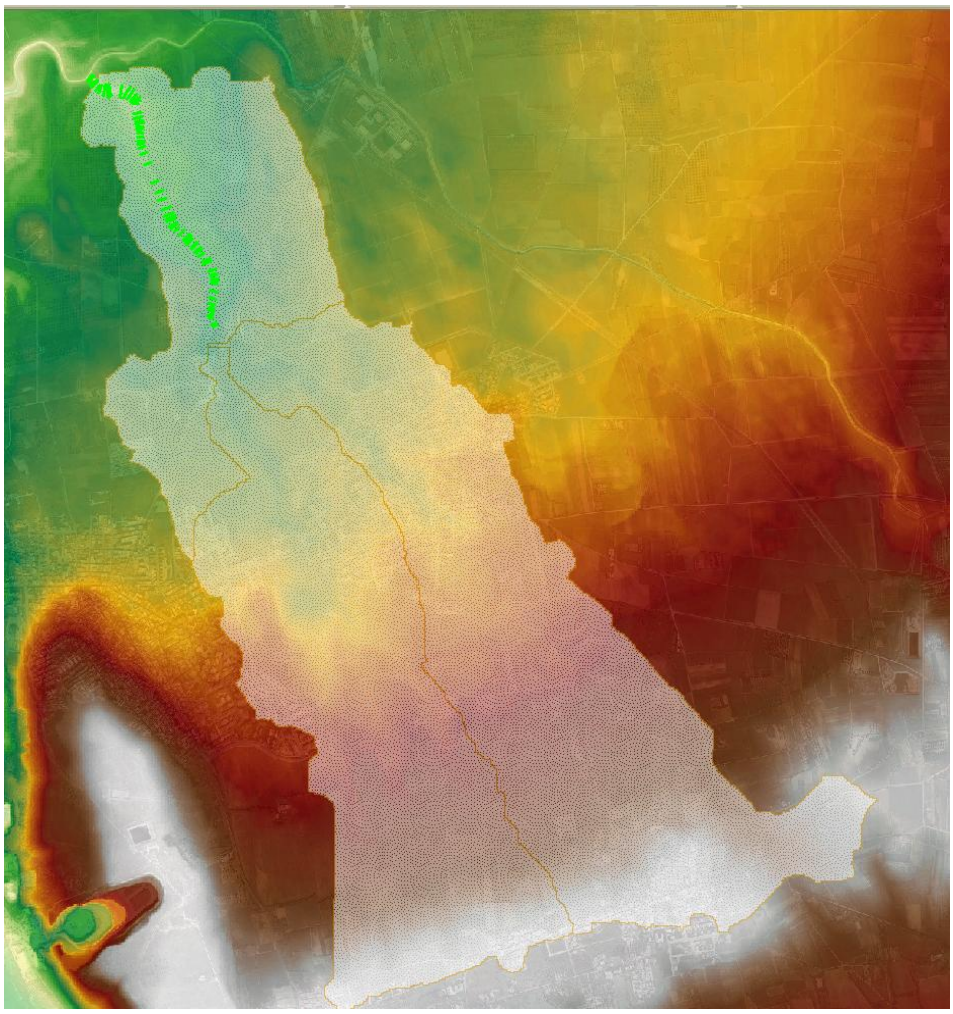


Fig 05)-*Modello digitale del terreno e bacino idrografico*

3.1 Analisi idrologica

Per quanto riguarda l'analisi idrologica è stata condotta una stima mediante la metodologia VAPI (per il calcolo degli afflussi meteorici), e successivamente una stima delle portate di deflusso superficiale, applicando il metodo SCS-CN del Curve Number.
Per l'individuazione del Bacino ed i dati geomorfologici che ne descrivono le principali caratteristiche, è stato usato il software arcgis9.2 usufruendo delle estensioni di geoprocessing.
I principali dati geomorfologici del bacino individuato possono così sintetizzarsi:

Bacino Canale Marullo (affluente sinistro)

Bacino	Area kmq	Quota massima m	Quota media m	Quota minima m	Asta principale m	BASINSLP %
totale	10	123	80	60	4500	1.3

Grazie alla determinazione delle grandezze morfologiche su esposte è stato possibile calcolare i parametri idraulici caratteristici del bacino.
Per un bacino si definisce "tempo di corrivazione tc" il tempo impiegato da una singola particella d'acqua a percorrere l'intero bacino, dal suo punto idraulicamente più lontano sino alla sezione in analisi per la determinazione della portata massima calcolata in funzione del tempo di ritorno considerato. Il tempo di corrivazione è un intervallo di tempo caratteristico del bacino, nella presente stima si sono utilizzate varie formule presenti in letteratura come di seguito indicate:

Tempodi Corrivazione	Bacino totale
Giandotti	2,71
Tournon	1,63
Kirpich	1,23
Kirp/Pezzoli	1,78
Turazza	3,43
Ventura	0,99
Pasini	0,85
Viparelli	1,04
Media	**1,48**

Il tempo di corrivazione stimato risulta essere di 1,48 ore.
La portata per i diversi eventi di piena è stata calcolata considerando la metodologia del CN assumendo cautelativamente un valore di CN III ovvero relativo a suoli completamente saturi al momento dell'evento di piena. I tempi di ritorno ordinari sono stati assunti pari a 10 anni.

Gruppo A	Suoli aventi scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde, con scarsissimo limo ed argilla e ghiaie profonde, molto permeabili. Capacità di infiltrazione in condizioni di saturazione molto elevata.
Gruppo B	Suoli aventi moderata potenzialità di deflusso. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A. Elevate capacità di infiltrazione anche in condizioni di saturazione.
Gruppo C	Suoli aventi potenzialità di deflusso moderatamente alta. Suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidi. Scarsa capacità di infiltrazione e saturazione.
Gruppo D	Potenzialità di deflusso molto elevata. Argille con elevata capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressocchè impermeabili in vicinanza della superficie. Scarsissima capacità di infiltrazione a saturazione.

Classe AMC	**Precipitazioni nei dieci giorni precedenti (mm)**
I (Terreno secco)	0<P<50
II (Umidità media)	50<P<110
III (Terreno da mediamente umido a saturo)	P>110

Bacino	**CN**
totale	75

I valori di pioggia critica sono stati determinati attraverso l'applicazione della metodologia VAPI, ricavata dai risultati della regionalizzazione eseguita dal CNR-GNDCI, che suddivide il territorio di competenza dell'Autorità di Bacino della Puglia in sei aree omogenee pluviometriche, per ognuna delle quali è possibile calcolare l'altezza di pioggia sulla base delle seguenti equazioni:

Zona 1: $$X(t,z) = 28.66\, t^{(0.000503z+0.720/3.178)}$$

Zona 2: $$X(t,z) = 22.23\, t^{0.247}$$

Zona 3: $$X(t,z) = 25.325\, t^{(0.696+0.000531z)/3.178}$$

Zona 4: $$X(t,z) = 24.70\, t^{0.256}$$

Zona 5: $$X(t,z) = 28.2\, t^{(0.628+0.0002z)/3.178}$$

Zona 6: $$X(t,z) = 33.7\, t^{(0.488+0.0022z)/3.178}$$

dove t = durata della precipitazione ed z = altezza media del bacino considerato.

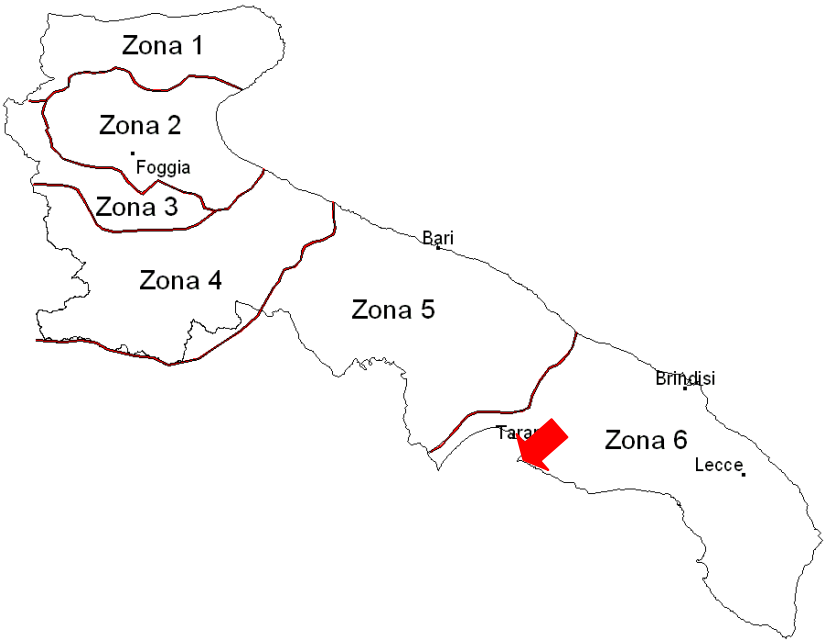


Fig 6): *-Sottozone omogenee secondo VAPI Puglia*

Ai valori così ottenuti, vanno applicati dei coefficienti moltiplicativi relativamente al "fattore di crescita" Kt (funzione del tempo di ritorno dell'evento di progetto, espresso in anni).
Il bacino individuato ricade completamente nella zona omogenea 6, pertanto nei calcoli degli afflussi meteorici si considererà la rispettiva equazione soprascritta, mentre per il "fattore di crescita" si userà la seguente formula:

$$K_T = 0.1599 + 0.5166 \ln T$$

a vantaggio di sicurezza non è stato considerato il "coefficiente di riduzione areale KA"(funzione della superficie del bacino espressa in Kmq, e della durata dell'evento di progetto espresso in ore).

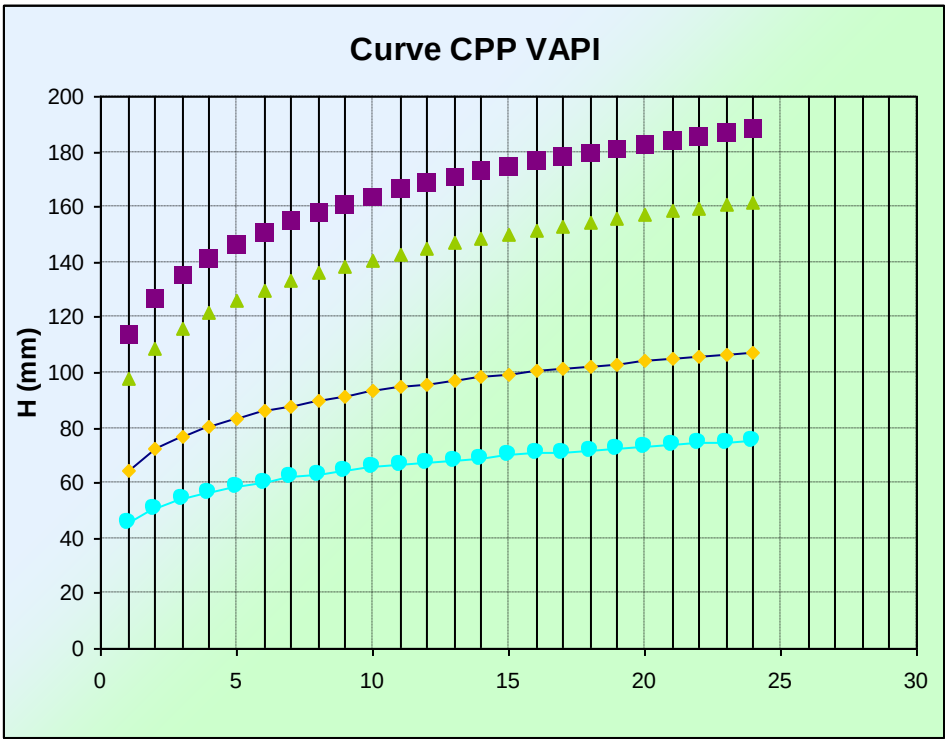


Fig 7): *- individuazione delle Curve di Possibilità Pluviometrica per i Temi di ritorno studiati*

Una metodologia per la stima delle precipitazioni efficaci che trova ampia applicazione è quella proposta dal Soil Conservation Service (1972). Il metodo, detto Metodo Curve Number, si basa sulla assunzione che il volume specifico (altezza) di pioggia netta (efficace) Pnet risulta legato al volume specifico (altezza) di pioggia lorda P (pioggia effettiva) caduta nel medesimo intervallo temporale dalla relazione:

$$P_{net} = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

nella quale S è il massimo volume specifico di acqua che il terreno può trattenere in condizione di saturazione ed Ia è la cosiddetta perdita iniziale, vale a dire quel valore limite di altezza di pioggia che il terreno può trattenere nella fase iniziale del fenomeno senza che si abbia creazione di deflusso; il parametro S corrisponde al volume idrico trattenuto dal terreno e dalla vegetazione, e quindi sottratto al deflusso superficiale dopo l'istante in cui si ha P > Ia; fino all'istante in cui non si ha P > Ia il deflusso superficiale è da ritenersi praticamente assente.

In realtà con l'introduzione della perdita iniziale Ia si vuole tenere conto anche di quel complesso di fenomeni, quali l'intercettazione da parte della vegetazione e l'accumulo nelle depressioni superficiali del terreno, che ritardano il verificarsi del deflusso superficiale. In mancanza di adeguate osservazioni utili, per la stima di Ia si può fare ricorso alla seguente relazione:

$$I_a = 0{,}2 \times S$$

che risulta verificata in buona approssimazione. La valutazione del valore di S può invece essere ricondotta a quella dell'indice CN (Curve Number), cui esso risulta legato dalla relazione:

$$S = S_0 \cdot \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

S0 è un fattore di scala pari a 254 se la pioggia viene espressa in mm. L'indice CN è un numero adimensionale, compreso fra 0 e 100, funzione della permeabilità della litologia

superficiale, dell'uso del suolo e del grado di saturazione del terreno prima dell'evento meteorico.

Nel calcolo idrologico è stato usato un unico valore del CN III, stimato effettuando una media pesata dei valori corrispondenti alle differenti sub-aree isoparametriche caratterizzate da un determinato valore di uso del suolo e di tipo di suolo; i pesi sono calcolati in funzione delle aree delle singole parcelle sull'area totale del bacino individuato.
Il CN in studio è risultato essere cautelativamente 85 per il bacino del "Canale Cicena aff. sinistro".
Tale procedimento rende possibile la stima dei due parametri S ed Ia a partire dalle caratteristiche litologiche e di uso del suolo del bacino e quindi la valutazione della pioggia netta.
Altro "tempo caratteristico" di un bacino è il "tempo di ritardo" tL (lag time), generalmente definito come la distanza temporale tra il baricentro dell'idrogramma di piena superficiale, depurato cioè delle portate di base che sarebbero defluite nel corso d'acqua anche in assenza dell'evento di piena, e il baricentro del pluviogramma netto.
Il Soil Conservation Service (SCS) americano ha dedotto, empiricamente, che il rapporto tL/tC è pari a 0.6 (rapporto tra tempo di ritardo e tempo di corrivazione).
Per la stima del tempo di ritardo del bacino si è utilizzata la formula di Mockus:

$$t_L = 0.342 \frac{L^{0.8}}{s^{0.5}} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}$$

In cui s è la pendenza del bacino espressa in %, L la lunghezza dell'asta principale prolungata fino alla displuviale espressa in Km.
Il tempo di ritardo risulta essere 2,65 ore.
Con riferimento al calcolo della portata al colmo Qp (m3/s) il metodo SCS-CN considera un idrogramma approssimato di forma triangolare che ha una fase crescente di durata ta (tempo di accumulo) e una fase di esaurimento di durata te (tempo di esaurimento) e il cui volume, espresso im m3, ha la seguente espressione:

$$V = \frac{Q_P}{2} \left(t_a + t_e \right) = \frac{Q_P t_b}{2}$$

avendo indicato con tb la durata dell'evento di piena.
Poiché è stato stabilito sperimentalmente che nella fase crescente dell'idrogramma defluisce un volume idrico che è pari al 37.5% del volume totale V di deflusso, ne consegue che la durata della fase crescente è pari a 0.375 volte la durata dell'evento di piena tb e pertanto:

$$t_b = 2.67 t_a$$

Utilizzando le formule di cui sopra, esprimendo il volume di deflusso V in mm, il tempo ta in ore, l'area A del bacino in Km2, si ottiene:

$$Q_P = 0.208 \frac{VA}{t_a}$$

La determinazione di ta, nell'ipotesi di precipitazione di intensità costante di durata tp e indicando con tL il tempo di ritardo, come prima calcolato, si effettua con la seguente relazione:

$$t_a = 0.5 t_P + t_L$$

È stato scelto come evento che massimizza il calcolo della portata di piena un tempo di pioggia pari al tempo di corrivazione del bacino, utilizzando come "tc" sia la formula empirica del SCS, che il noto metodo del Giandotti che si basa sui parametri morfometrici del bacino, stimando le portate corrispondenti a tempi di ritorno di 10, 30, 200 e 500 anni. I risultati possono così sintetizzarsi:

	Metodo SCS-CN	Giandotti	VAPI
Tempo di Corrivazione	4,81	1,48	1,48
Tr 10 anni	**13**	21	14
Tr 30 anni	**22**	29	19
Tr 200 anni	**38**	44	29
Tr 500 anni	**47**	51	34

Calcolo delle portate di piena per i diversi eventi di piena

Tenuto conto, tuttavia, che il metodo del Giandotti afferisce a bacini idrografici di dimensioni maggiori di 100 kmq, si è ritenuto congruo utilizzare il metodo del SCS che risulta tarato su bacini delle dimensioni inferiori a 50 kmq e che risulta comunque più cautelativo rispetto alla metodologia VAPI.
Si è pertanto proceduto alla ricostruzione dell'idrogramma di piena unitario del SCS a partire dall'idrogramma adimensionale di Mockus che è una curva, ricavata da numerosi idrogrammi unitari ottenuti durante eventi di piena registrati in bacini di differente estensione e posizione geografica, che mette in relazione il rapporto tra la generica portata Q all'istante t e la portata al colmo Qp che si verifica all'istante ta (durata della fase di crescita) con la variabile dimensionale t/ta. Per il suddetto idrogramma unitario il 37.5% del volume totale di deflusso si verifica in corrispondenza della sola fase ascendente dell'idrogramma stesso, in altri termini il volume di deflusso corrispondente alla fase crescente dell'idrogramma è pari al 37.5% del volume totale di deflusso.
La portata di colmo Qp dell'idrogramma unitario si ottiene per V=1 che pertanto diviene:

$$Q_P = 0.208\frac{A}{t_a};$$

la durata tp della precipitazione che produce l'idrogramma unitario viene correlata al tempo di accumulo ta, dalla seguente relazione:

$$t_P = 0.2t_a;$$

Il tempo di accumulo ta, la durata della precipitazione tp e il tempo di ritardo tL sono legati dalle seguenti formule:

$$t_a = \frac{t_L}{0.9} \text{ e } t_P = \frac{t_L}{4.5};$$

Poiché le coordinate dell'idrogramma unitario di Mockus sono espresse in termini di Q/Qp e di t/ta bisogna calcolare per il bacino specifico il tempo di accumulo e la portata di picco con le formule sopra esposte. La determinazione dell'idrogramma unitario del bacino, con caratteristiche geomorfologiche come precedentemente calcolate, consiste nell'amplificare l'ascissa e l'ordinata dell'idrogramma unitario di Mockus mediante i due fattori ta e Qp.
si riporta di seguito l'idrogramma di piena calcolato per il bacino idrografico oggetto di studio relativamente al solo evento due centennale dato che le successive valutazioni idrauliche sono state condotte ipotizzando un regime di moto permanente ovvero ipotizzando una portata massima costante nel tempo, pertanto la determinazione della portata al colmo con idrogramma sintetico di tipo triangolare è apparsa idonea allo scopo del presente studio.

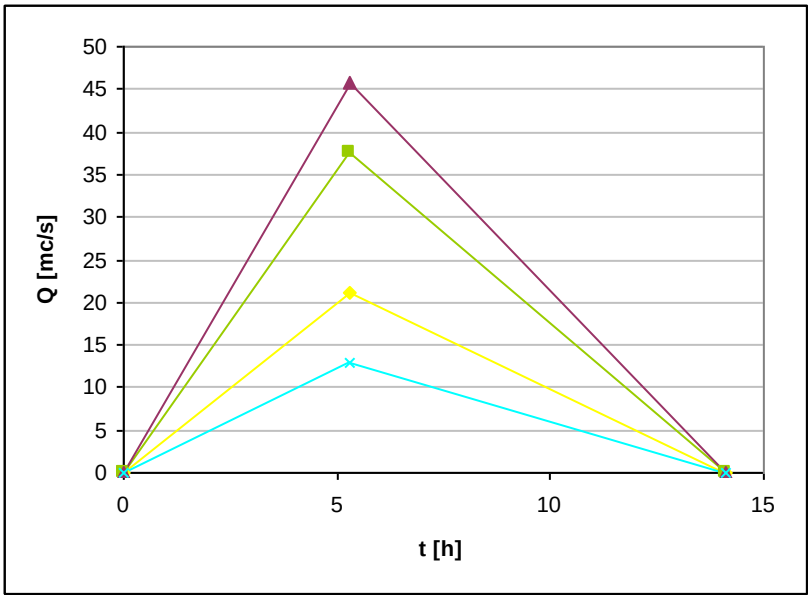


Fig.7): *Idrogramma di piena secondo Mockus*

5.1 Analisi idraulica

Effettuato il calcolo della portata massima, ovvero del picco dell'idrogramma di piena relativamente ai diversi tempi di ritorno, si è proceduto alla verifica idraulica del canale, al fine di valutare:

- l'interferenza degli eventi di piena eccezionali (Tr 30, 200 e 500 anni) prendendo a rifermento lo stato attuale del canale;
- la risposta del canale opportunamente ridimensionato rispetto alla piena ordinaria (Tr 10 anni);

l'interferenza degli eventi di piena straordinari sul nuovo canale di progetto;

Al fine di eseguire tali verifiche si è utilizzato il software di modellazione idraulica HEC RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System), prodotto dallo US ARMY Engineering Corps, e reso disponibile attraverso *internet*.
Nel paragrafo a seguire si illustrano brevemente i contenuti del modello, rimandando ad ogni approfondimento, ai documenti presenti sul sito ufficiale (www.hec.usace.army.mil).

Caratteristiche de software di modellazione idraulica

HEC-RAS è un programma realizzato per effettuare calcoli idraulici monodimensionali per reticoli idrografici (indifferentemente naturali ed artificiali); il software può operare in regime di moto permanente o vario.
Nel caso di moto permanente, il software è in grado di modellare profili sia di correnti lente che veloci, ed inoltre è possibile valutare profili misti, con passaggio attraverso lo stato critico.
Il profilo idraulico è calcolato normalmente (standard step method) attraverso la soluzione iterativa della equazione dell'energia, tra due sezioni consecutive. Le perdite relative al termine cinetico dell'equazione, sono calcolate aggiungendo alle perdite continue per attrito, "J", un coefficiente di contrazione/espansione, che viene moltiplicato per la differenza delle altezze cinetiche medie tra due sezioni successive.
L'equazione che esprime la perdita di energia è la seguente:

$$h_e = LJ' + C\left(\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}\right)$$

dove:
L = lunghezza del tratto di alveo compreso tra le due sezioni successive, “pesata” in funzione della portata defluente all’interno della sezione trasversale su zone con differente coefficiente di attrito (basato sulla equazione di Manning)
J’ = pendenza di attrito “rappresentativa” (media) delle due sezioni successive (in caso di moto uniforme sarebbe parallela al fondo e costante).
C = coefficiente di contrazione o di espansione

Occorre ribadire che il software è programmato per il calcolo di profili nell’ipotesi monodimensionale, e quindi fornisce, per ciascuna sezione trasversale, un’unica altezza del pelo libero e un’unica altezza della linea dell’energia. L’altezza della linea dell’energia, è ottenuta dal calcolo del valore “pesato” dalla portata di ciascuna delle sottosezioni in cui si può suddividere la sezione trasversale.
Per calcolare quindi il valore dell’energia per l’intera sezione, bisogna ricavare la parte relativa alla altezza cinetica media, passando attraverso la valutazione del coefficiente di velocità (a sua volta “pesato”):

$$\alpha \frac{\overline{V}^2}{2g} = \frac{Q_1 \frac{V_1^2}{2g} + Q_2 \frac{V_2^2}{2g}}{Q_1 + Q_2}$$

In generale si ottiene, per Q = Q1 + Q2 + ……+ QN:

$$\alpha = \frac{\left[Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2 + ... + Q_N V_N^2\right]}{Q\overline{V}^2}$$

Come detto, le *perdite continue per attrito* sono valutate come il prodotto di

$$J'_f \times L$$

dove J'_f è la pendenza media della linee dell’energia tra due sezioni consecutive distanti tra loro L (pesate in funzione delle “portate trasversali”).
La pendenza della linea dell’energia è calcolata, per ciascuna sezione, tramite l’equazione di Manning, nel modo seguente:

$$J_f = \left(\frac{Q}{K}\right)^2$$

dove K rappresenta il termine di “trascinamento” e quindi influenza le perdite continue; il modello contiene espressioni alternative che possono essere scelte dall’utente. In particolare l’espressione

$$J_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2}\right)^2$$

è quella di default nel programma.

Le *perdite per contrazione ed espansione*, rappresentative in un certo senso delle perdite localizzate, sono calcolate in HEC-RAS tramite la seguente equazione:

$$h_{ce} = C\left[\frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g}\right]$$

dove:
C = coefficiente di contrazione o espansione.

Il programma assume che vi sia una contrazione, ogni volta che l'altezza cinetica (*velocity head*) a valle è maggiore di quella immediatamente a monte. Al contrario si assume una espansione, quando la altezza cinetica a valle è minore di quella di monte.

In definitiva l'equazione della energia, al fine della valutazione della incognita ovvero del tirante idrico nella singola sezione, viene applicata in maniera iterativa, secondo il seguente schema, assegnate che siano le condizioni al contorno:

1. viene assunta una altezza del pelo libero nella sezione a monte di quella ritenuta nota (o a valle a seconda se siamo in corrente lenta o veloce);
2. su questo valore ipotetico, si valutano i valori di K e della altezza cinetica;
3. ora viene calcolato il termine J_f e quindi è possibile valutare h_e;
4. con i valori ricavati, si ricava la altezza del pelo libero nella sezione di monte;
5. si confrontano il valore appena ricavato, con quello assunto al punto 1 e si reitera il calcolo, sino ad una tolleranza di 0.003 m (valore predefinito, modificabile dall'utente).

Il criterio utilizzato per l'assunzione di una altezza iniziale del tirante, varia nell'ambito della procedura, man mano che si sviluppano passaggi successivi. Nel primo passaggio, relativo ai 5 punti descritti, il tirante si basa sulla proiezione di quello della sezione precedente nella sezione in studio. Nel secondo passaggio, invece, è utilizzato il tirante del primo passaggio, incrementata del 70% dell'errore risultante al primo passaggio (altezza calcolata – altezza assunta). Il terzo passaggio e i successivi, sono invece basati su un metodo di proiezione "secante", tendente a limitare la discrepanza evidenziata.

In tutte le situazioni in cui non si ha un profilo di corrente gradualmente variato, ma che prevedono risalti idraulici, passaggio attraverso lo stato critico (per bruschi cambi di pendenza, restringimenti, attraversamenti, ponti) e quindi si generano profili di corrente rapidamente variati, il programma utilizza in luogo della equazione dell'energia, l'equazione del momento, o dell'equilibrio dinamico.
L'equazione deriva dalla seconda legge di Newton (F=m*a, ovvero Forza=massa*accelerazione), applicata ad una massa d'acqua compresa tra due sezioni; l'espressione della differenza dei momenti nell'unità temporale tra le sezioni 1 e 2, si esprime con la seguente equazione

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x$$

dove:
P = spinta sulle sezioni 1 e 2
W_x = forza peso nella direzione del moto
F_f = forza dovuta alle perdite per l'attrito esterno tra 2 e 1
Q = portata
ρ = densità dell'acqua
ΔV_x = cambio di velocità tra 2 e 1 nella direzione del moto.

Risolvendo le varie componenti dell'equazione base, si perviene alla formulazione usata dal modello che la soluzione dell'equazione dei momenti, che risulta essere la seguente:

$$\frac{Q_2\beta_2}{gA_2} + A_2\overline{Y_2} + \left(\frac{A_1 + A_2}{2}\right)LS_0 - \left(\frac{A_1 + A_2}{2}\right)L\overline{S}_f = \frac{Q_1\beta_1}{gA_1} + A_1\overline{Y_1}$$

Per concludere questa panoramica sul modello, si rammenta la possibilità di inserire nella geometria del sistema aree di accumulo e rilascio, di esondazione al di fuori del canale

principale, e di deposito temporaneo o definitivo (ovvero zone in cui la componente cinetica si annulla).

4.1 Analisi dei risultati della modellazione

L'analisi dettagliata degli output di Hec-Ras della modellazione è riportata nelle tabelle di seguito illustrate.

Le simulazioni sono state effettuate per condizioni al contorno di stato critico a monte e di pendenza di moto uniforme a valle.
Nella simulazione è stato adottato un coefficiente di Manning pari a 0.035 che corrisponde ad un alveo in terra in stato di abbandono e abbondante vegetazione.
A vantaggio di sicurezza si è ipotizzato l'instaurarsi di un regime di moto permanente ovvero si è mantenuta la portata idrica costante nel tempo e nello spazio in ogni sezione del modello.
La modellazione eseguita ha mostrato che allo stato attuale il corpo ricettore risulta assolutamente non idoneo a far defluire le portate idriche di bacino anche ordinarie, risultando spesso privo di continuità idraulica, ovvero presentando alcune contropendenze.
Viceversa l'intervento in progetto consente il passaggio della piena ordinaria (Tr 10 anni) con un franco di scurezza di circa 60 cm, nonché il passaggio della piena con tempo di ritorno 30 anni e franco di sicurezza di circa 20 cm.

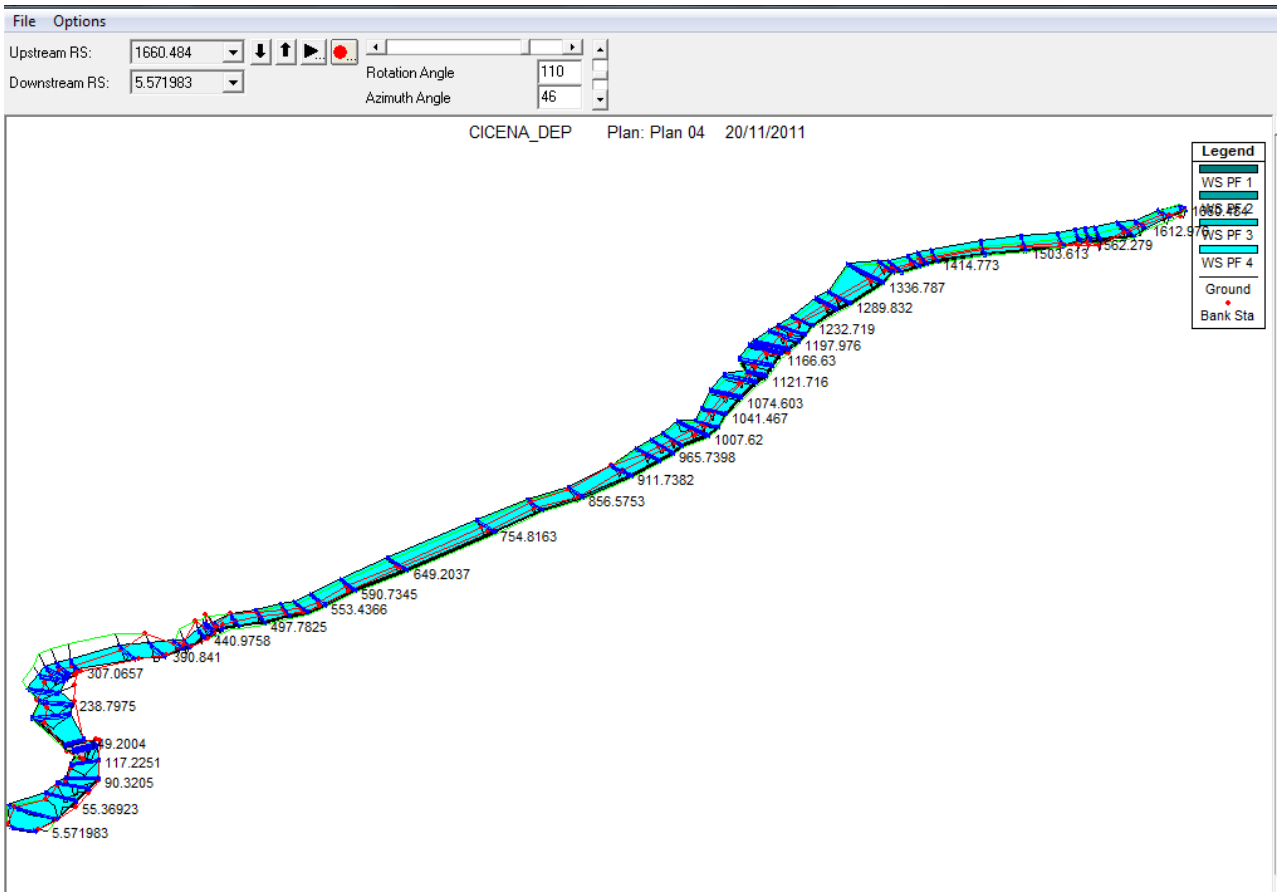


Fig.8) *Vista tridimensionale delle modellazioni – Stato Attuale*

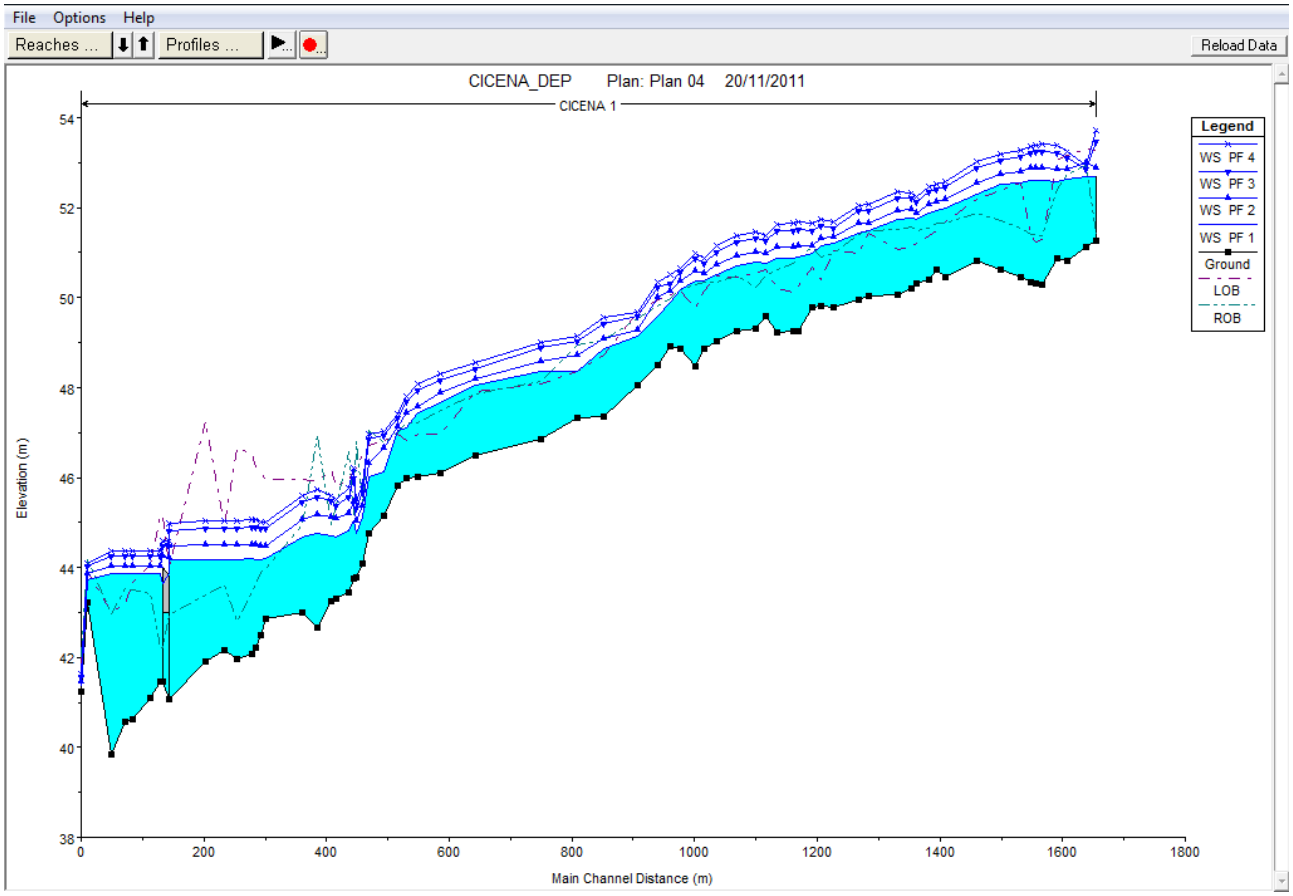


Fig.9) *Profilo idraulico Stato Attuale*

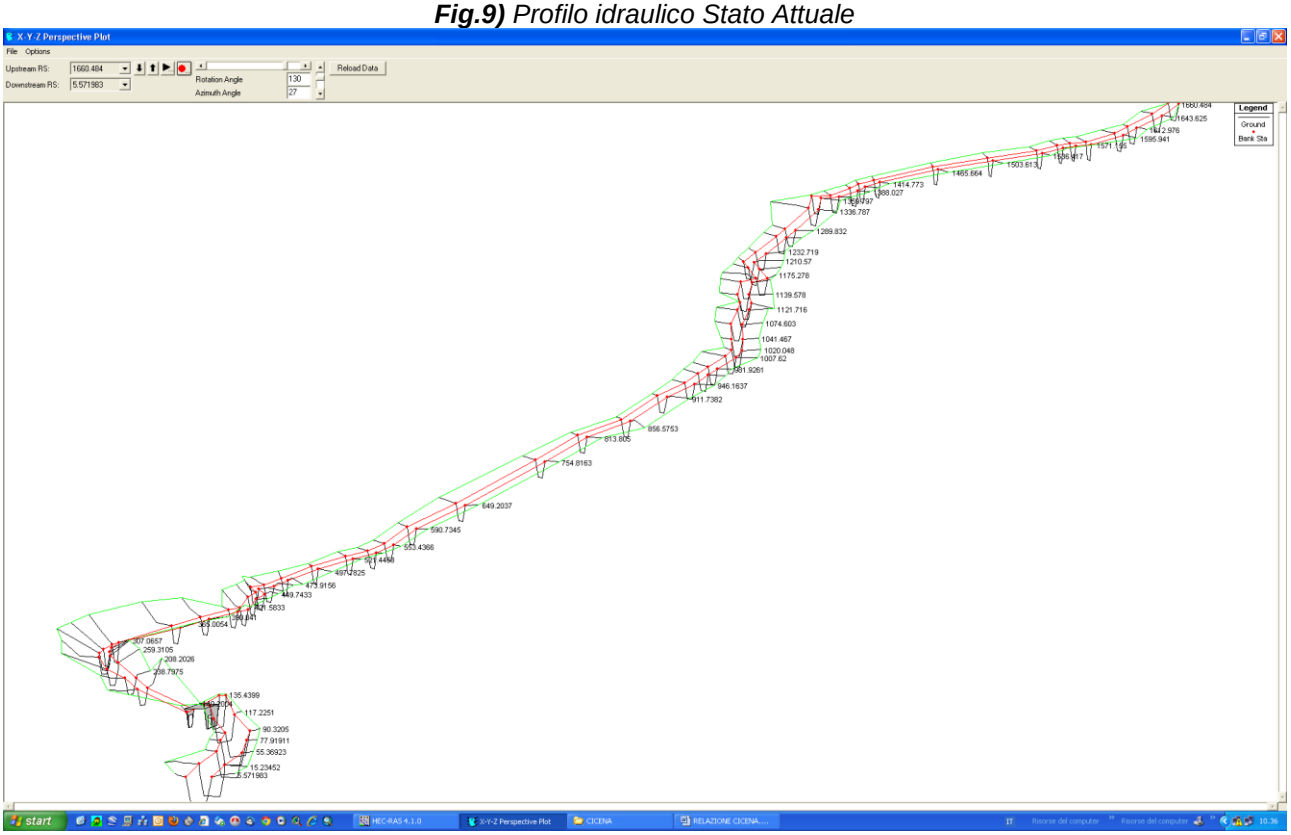


Fig.10) *Vista tridimensionale della nuova geometria – Stato di Progetto*

;

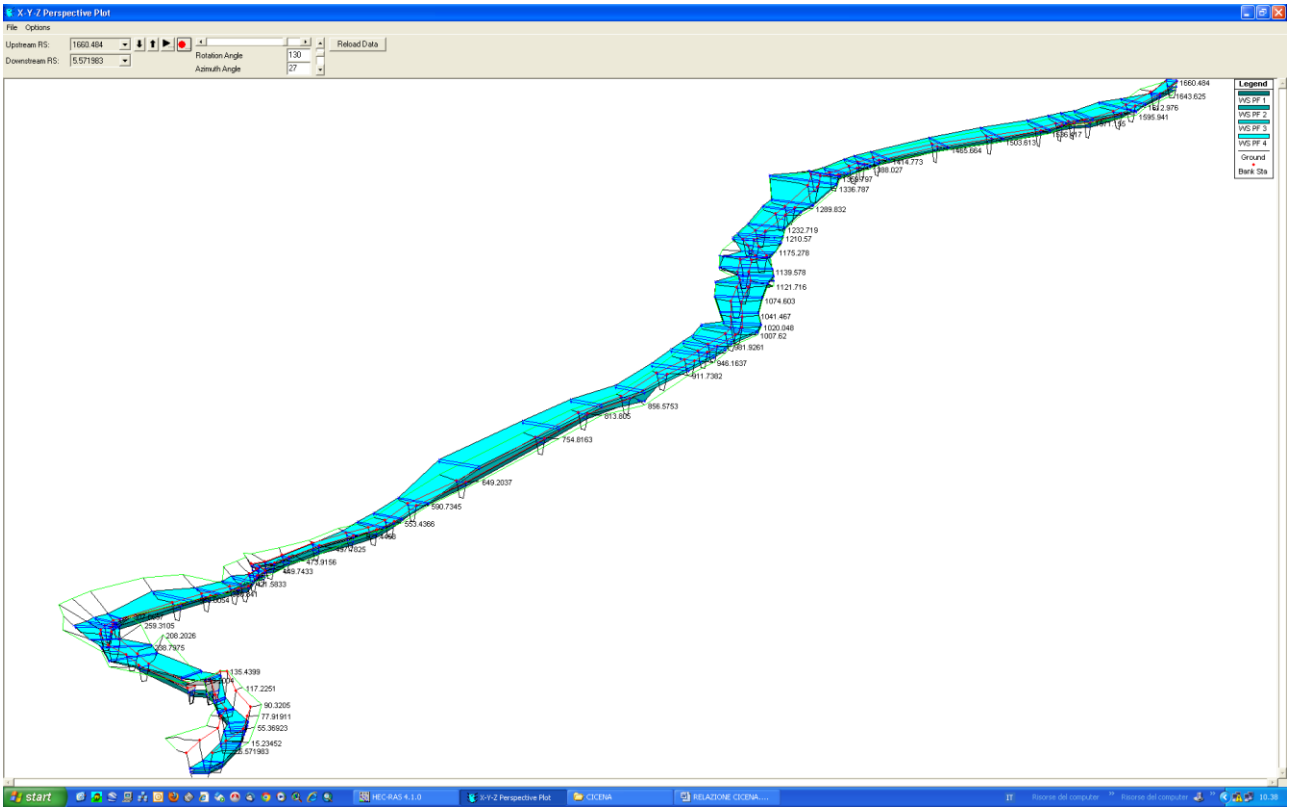


Fig.11) *Vista tridimensionale delle modellazioni - Stato di Progetto*

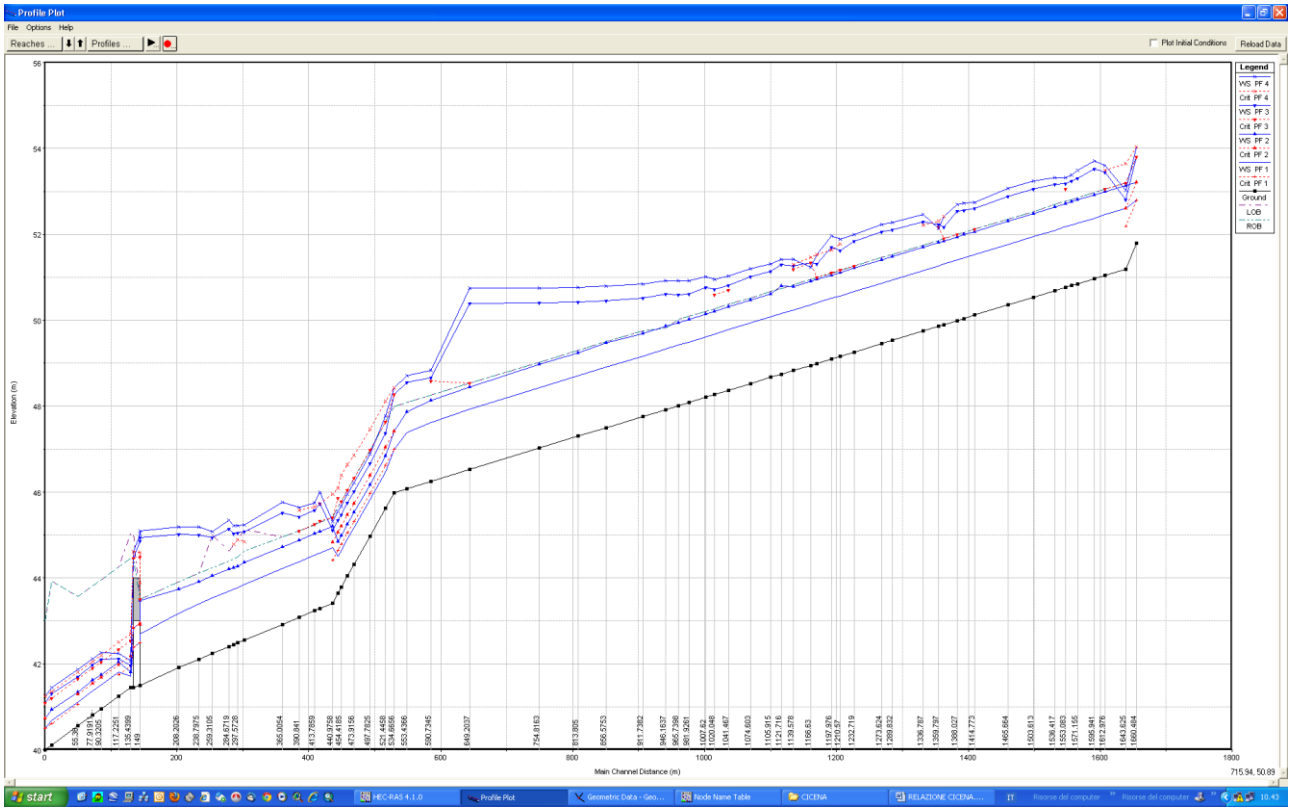


Fig.12*) Profilo idraulico a 10, 30, 200 e 500 anni – Stato di Progetto*

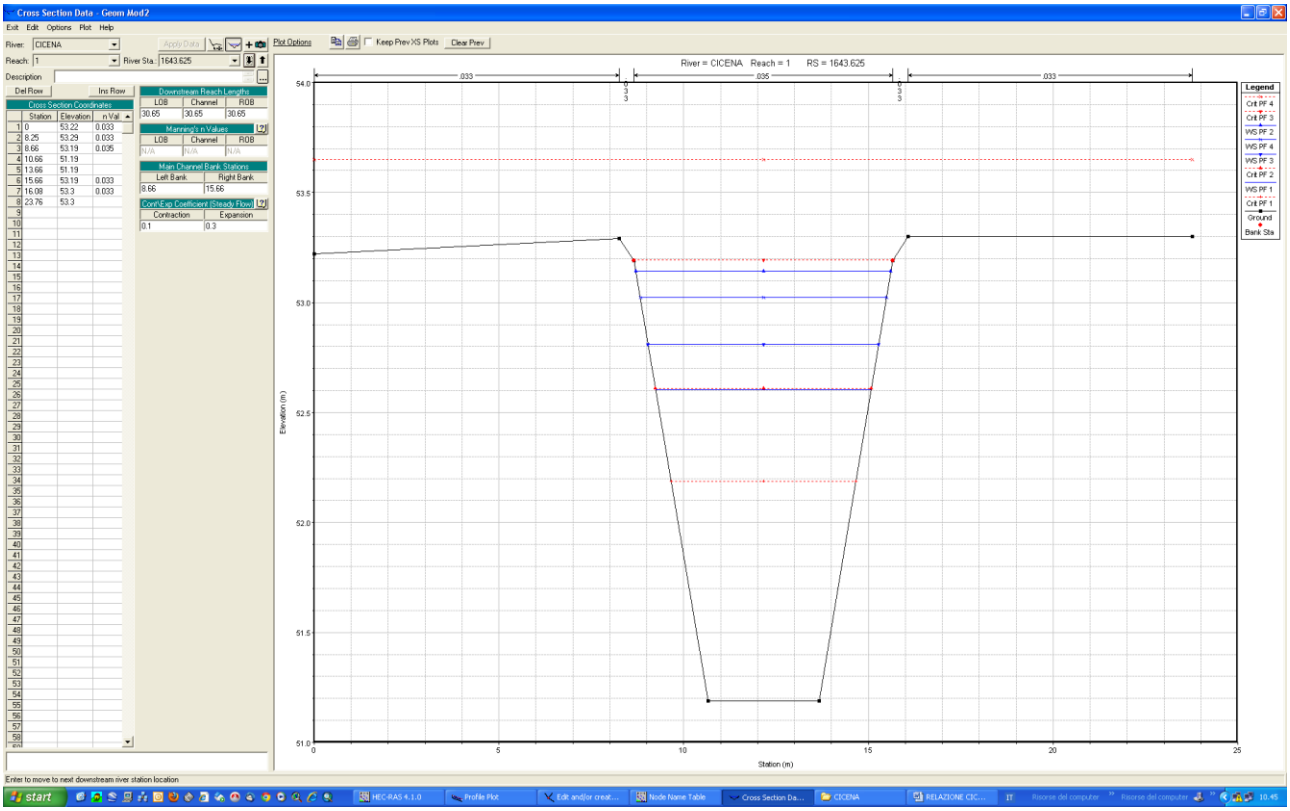


Fig.13) *Sezione Tipo Monte - individuazione dei vari livelli idrici ai diversi tempi di ritorno*

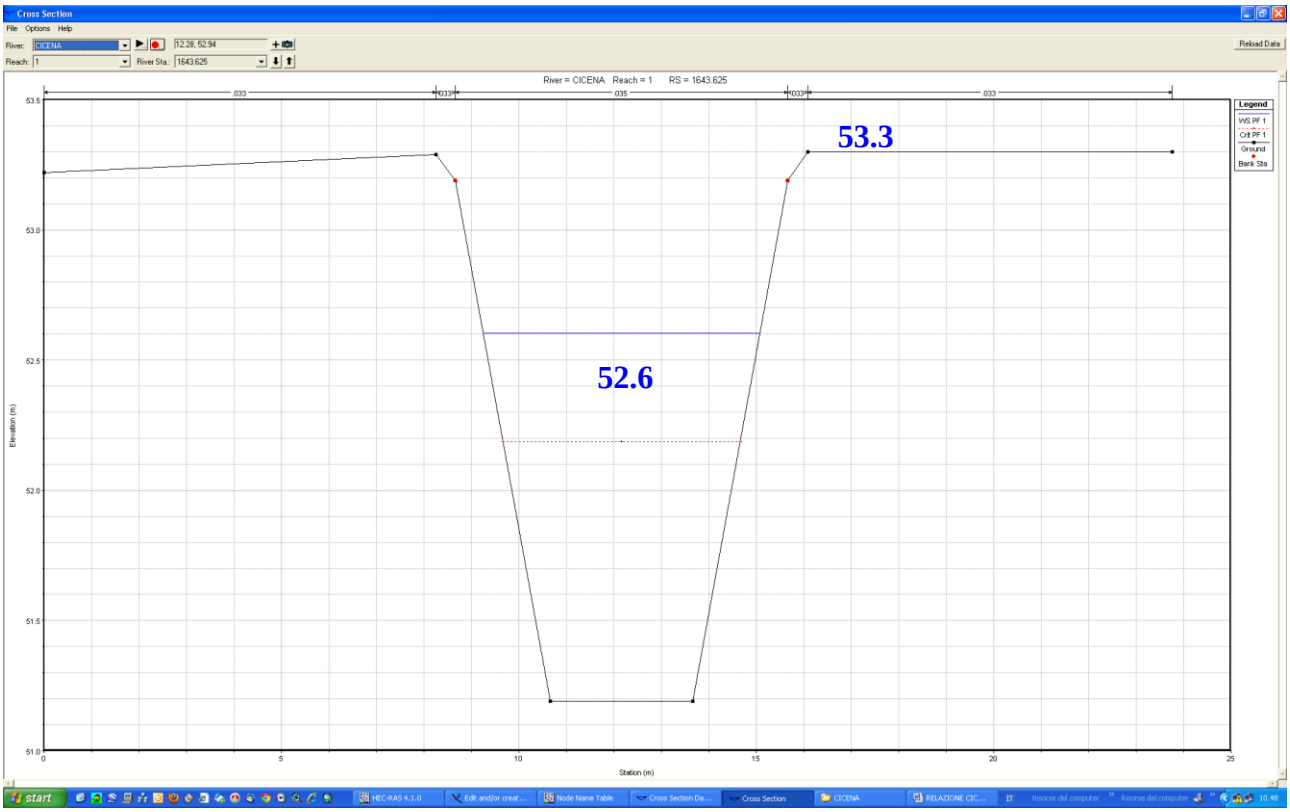
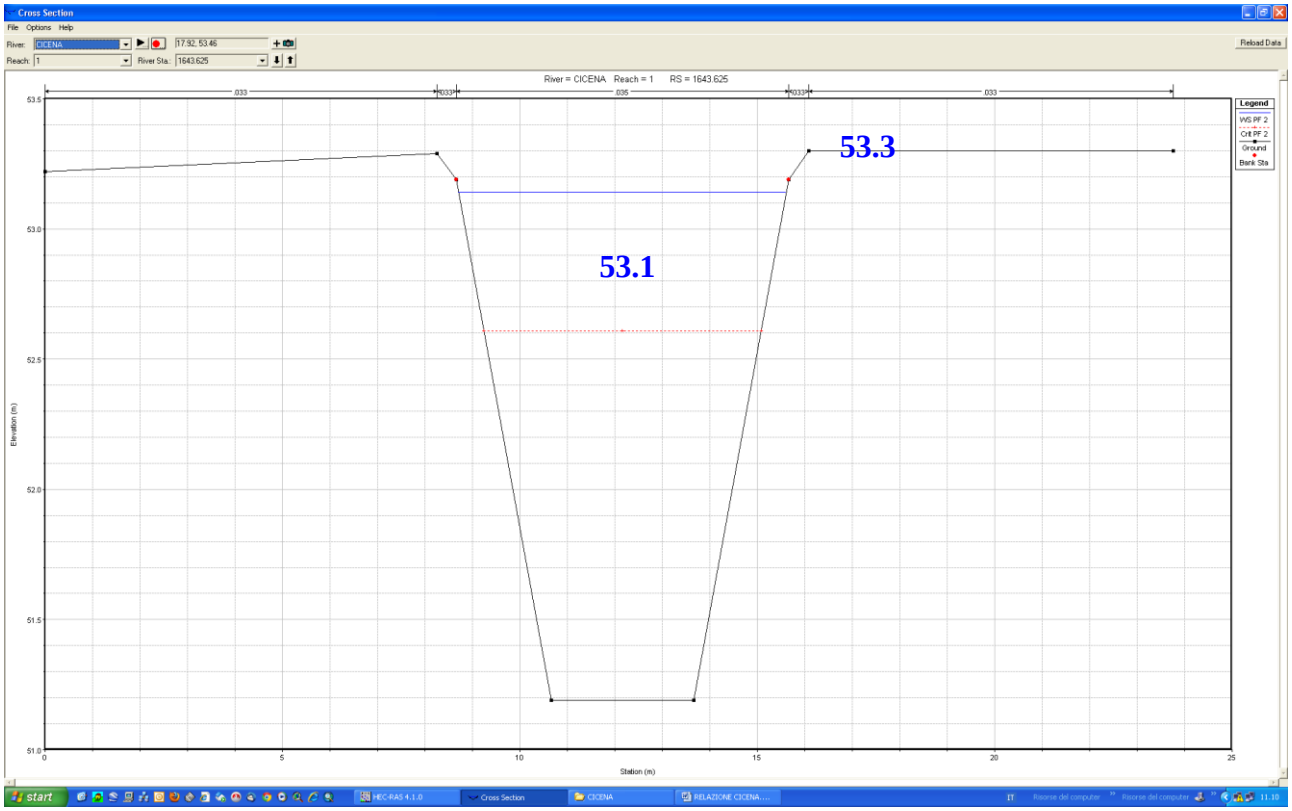


Fig.14) *Franco di sicurezza piena ordinaria (Tr 10 anni));*



5.1 Conclusioni

Nel presente studio di compatibilità idraulica è stata affrontata la verifica idraulica dell'affluente sinistro del canale Cicena presente nel territorio comunale di Carosino, interessato dai lavori di adeguamento per rinaturalizzazione come previsto dalla Misura 2.1.2 del P.O. FESR 2007-2013.

La verifica ha necessitato dell'individuazione del bacino scolante afferente al canale ed il calcolo delle portate attese per eventi di piena aventi diversi tempi di ritorno sia in condizioni ordinarie di funzionamento (Tr 10 anni) sia per eventi meteorici estremi (tempi di ritorno pari a 30, 200 e 500 anni), usando la metodologia VAPI per la determinazione degli afflussi meteorici e del metodo SCS per la stima delle portate di piena.

Sulla base di un rilievo di dettaglio e della cartografia a disposizione è stato costruito un modello digitale del terreno (DEM), utilizzato per compiere le simulazioni attraverso il software Hec-Ras, sviluppato dall'US Army Corps of Engineers; in tal modo si sono ottenuti i profili di rigurgito dovuti al transito delle portate di piena precedentemente calcolate.