

***COMUNE DI CAROSINO***

***STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDROLOGICA ED IDRAULICA  
PER LA COSTRUZIONE DI IMPIANTO FOTOVOLTAICO***

***Committente: Solar Ventures***



***ELABORATO : RELAZIONE GENERALE***

***Ing. Dario Tricoli***

***Agosto 2009***

***RUWA srl***

***acqua territorio energia***

***Via Carlo Pisacane 25/F***

***88100 Catanzaro***

***tel/fax 0961 33381 - cel. 334 7090356***

***www.ruwa.it - info@ruwa.it - P.I. 02723670796***

**Comune di Carosino  
Provincia di Taranto**

**Studio di Compatibilità idrologica ed idraulica  
per la costruzione di impianto Fotovoltaico**

**Relazione**

**SINTESI**

**Committente: Solar Ventures**

**Agosto 2009**

**RUWA srl**

**Ing. Dario Tricoli**

## SOMMARIO

<u>1 Premessa.....</u>	<u>5</u>
<u>2 Modello idrologico.....</u>	<u>10</u>
<u>2.1 Preparazione modello digitale del terreno.....</u>	<u>13</u>
<u>2.2 Scomposizione in sottobacini.....</u>	<u>15</u>
<u>2.3 Valutazione CN (uso del suolo – litologia).....</u>	<u>18</u>
<u>2.4 Stima parametri elementi idrologici (sottobacino).....</u>	<u>21</u>
<u>2.5 Inserimento dati modello meteo.....</u>	<u>22</u>
2.5.1 Ietogrammi di progetto.....	22
<u>2.6 Simulazione eventi di progetto.....</u>	<u>24</u>
<u>3 Modello idraulico.....</u>	<u>26</u>
<u>3.1 Implementazione modello idraulico.....</u>	<u>32</u>
3.1.1 Sezioni.....	32
3.1.2 Attraversamenti.....	32
<u>3.2 Modello mono-dimensionale-.....</u>	<u>34</u>
<u>3.3 Individuazione portate smaltibili .....</u>	<u>41</u>
<u>3.4 Modello bidimensionale .....</u>	<u>48</u>
<u>4 Conclusioni.....</u>	<u>55</u>
<u>ALLEGATI.....</u>	<u>56</u>
<u>Allegato A.1- Modellazione Idrologica.....</u>	<u>57</u>
<u>Allegato A.2- Modellazione Idraulica monodimensionale.....</u>	<u>62</u>
<u>Allegato A.3 – Modellazione Idraulica bidimensionale.....</u>	<u>90</u>
<u>Allegato A.4 – Perimetrazione aree allagabili (Tr 200 anni).....</u>	<u>94</u>
<u>Allegato A.5 – Documentazione Fotografica.....</u>	<u>96</u>
<u>Allegato A.6 – Rilievo Topografico.....</u>	<u>117</u>

## 1 Premessa

Il presente studio è finalizzato alla verifica di compatibilità con il PAI dell'intervento di realizzazione di un impianto per la produzione di energia elettrica con pannelli fotovoltaici nel Comune di Carosino in un'area posta circa 1.5 km a nord est del centro abitato. Tale area che non è soggetta a perimetrazione del rischio idraulico del PAI è posta in destra idrografica del Canale Marullo a valle dell'immissione del suo principale affluente di destra. La distanza tra il confine sud-ovest dell'area di intervento ed il canale Marullo è compresa tra 100 e 250 m circa, la distanza tra il limite ovest dell'area e l'affluente del canale Marullo è compresa tra 50 e 800 m circa, così come riportato dalle corografie delle Figg. 1.a e 1.b, dove in rosso è riportata l'area di intervento, in blu il reticolo idrografico ed in verde i limiti comunali. Nella Fig. 1.c sono riportati, su base IGM, alcuni elementi della carta idrogeomorfologica in corso di redazione da parte dell'Autorità di Bacino: in celeste è riportato l'invaso Pappadai, realizzato nella parte terminale del bacino idrografico del Canale Marullo, ed in viola una conca che ricade sull'area di intervento come peraltro evidenziato dal parere espresso dall'Autorità di Bacino, Prot. 9769 del 16/07/2009.

Il canale Marullo, il cui tracciato è rappresentato nella Fig. 1.c, nasce dall'invaso Pappadai la cui realizzazione si è protratta negli anni ed è stata portata a termine solo da pochi anni. Tale invaso che fa parte dello schema irriguo della zona gestito dal Consorzio di Bonifica dell'Arneo, è costituito da una serie di dighe in terra per un volume totale di circa un milione di metri cubi e un'altezza massima di 27 m per un volume di stoccaggio di 13 milioni di metri cubi d'acqua, l'invaso è destinato ad essere alimentato tramite un'adduzione delle acque del fiume Sinni.

Il corso del Canale Marullo è completamente rivestito in calcestruzzo con una sezione a doppio trapezio, come meglio documentato nel seguito della relazione, e nasce a valle dell'invaso Pappadai dalla confluenza del canale di sfioro di sicurezza della diga, che è costituito da uno sfioratore superficiale, dallo scarico di fondo della diga e dallo scarico di sicurezza dell'acquedotto del Sinni che confluisce nella zona. Nella zona a ridosso dell'area di intervento il canale Marullo riceve il suo principale affluente in destra idrografica, in questa zona il contenimento arginale è a tratti leggermente rialzato rispetto al piano campagna per cui sia in destra che in sinistra idrografica sono presenti delle immissioni, provviste di valvole a clapet, che consentono il corretto drenaggio delle zone attraversate dal canale.

Lo studio che verrà di seguito illustrato e che ha lo scopo di indagare sulle problematiche connesse al rischio idraulico nella zona come richiesto dall'Autorità di Bacino nel sopra citato parere consiste in una prima fase di analisi idrologica in modo da determinare le portate attese con i vari tempi di ritorno nei tratti di reticolo idrografico di interesse e quindi nella verifica idraulica di tali tratti in modo da determinare la loro capacità di smaltimento delle portate attese e quindi in caso di esondazione delle acque nell'individuazione delle aree allagate con riferimento al tempo di ritorno di 200 anni. In particolare il reticolo idrografico indagato, lungo il quale sono state compiute verifiche idrauliche di dettaglio ha una lunghezza complessiva di circa 2 km, 1.2 km sul canale Marullo e 0.8 km sul suo affluente di destra.

Le metodologie utilizzate nelle varie fasi, che saranno nel seguito descritte in dettaglio, sono in pieno accordo con le indicazioni contenute nel PAI Puglia. In particolare, per la modellazione idrologica è stato utilizzato un modello a parametri concentrati con

utilizzato dapprima un modello idraulico con schema monodimensionale, con l'ausilio del software HEC – RAS, per simulare la propagazione lungo il reticolo idrografico e poi un modello idrodinamico bidimensionale, con l'ausilio del software Flo-2D, nella zona di intervento che è interessata dall'esondazione delle acque dall'affluente del Canale Marullo per determinare i battenti idrici massimi che si possono verificare nella zona a seguito di un evento pluviometrico con tempo di ritorno di 200 anni.

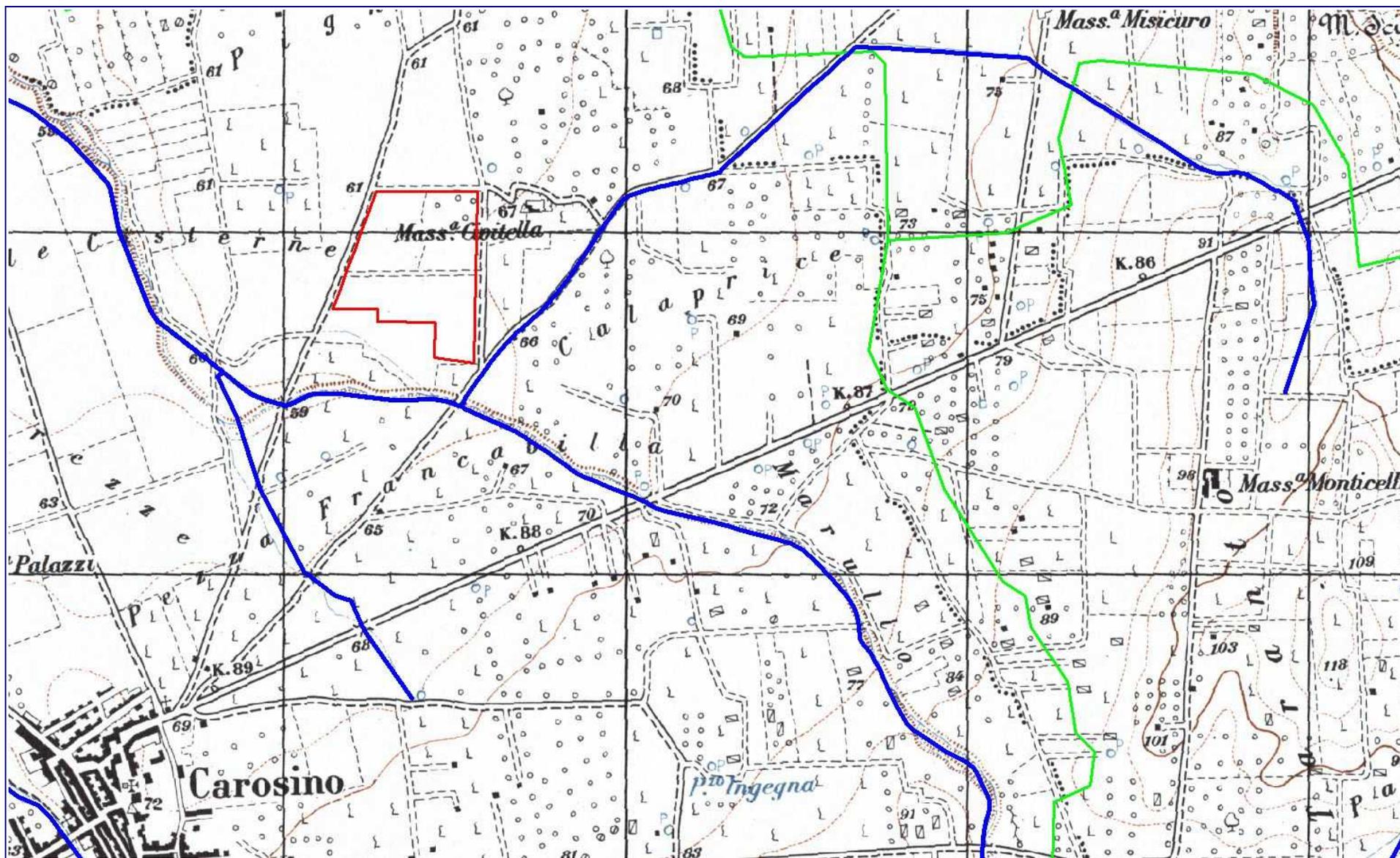


Fig. 1.a – Corografia su base IGM 25.000 con individuazione area interesse

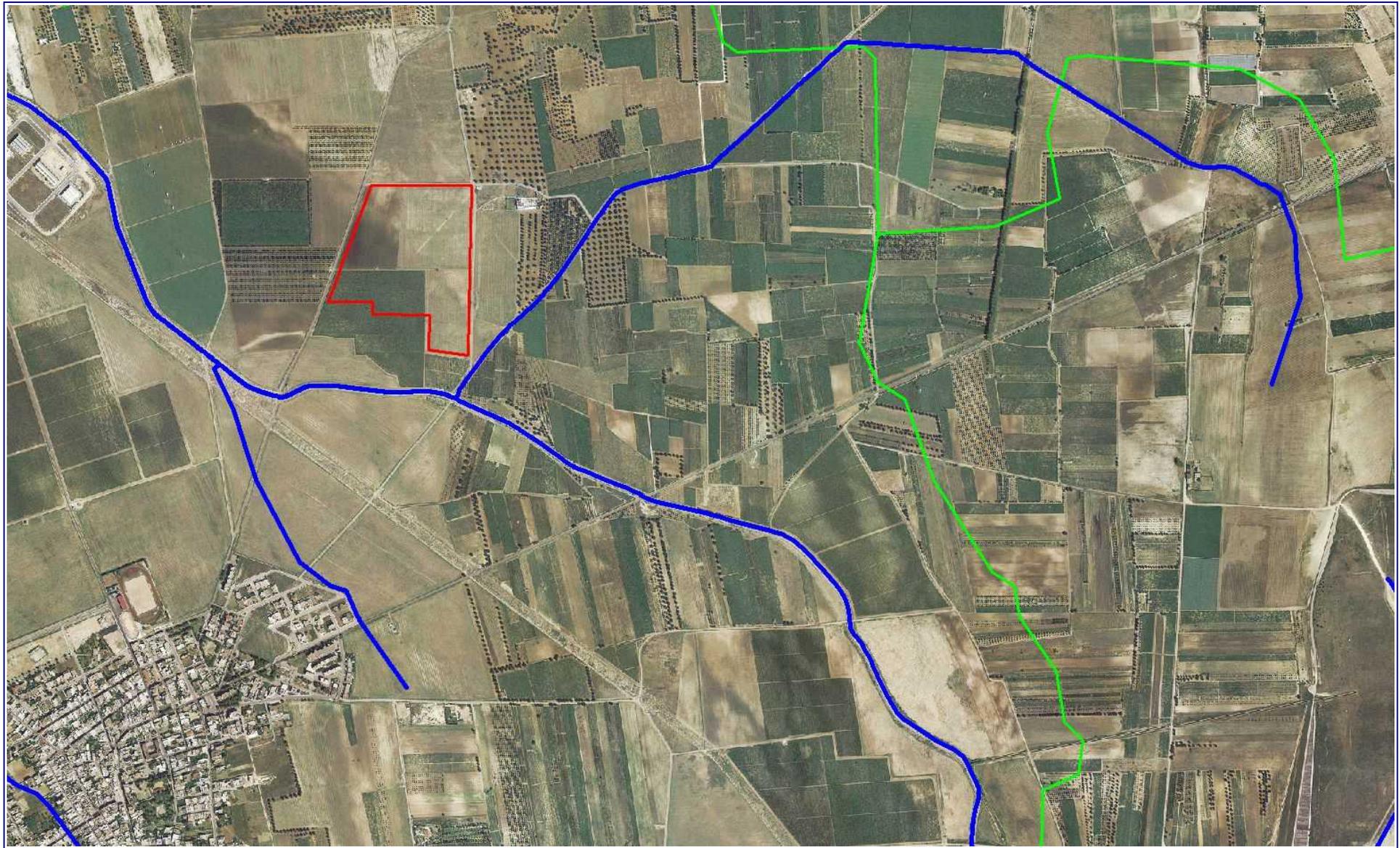


Fig. 1.b – Corografia su base ortofoto con individuazione area interesse

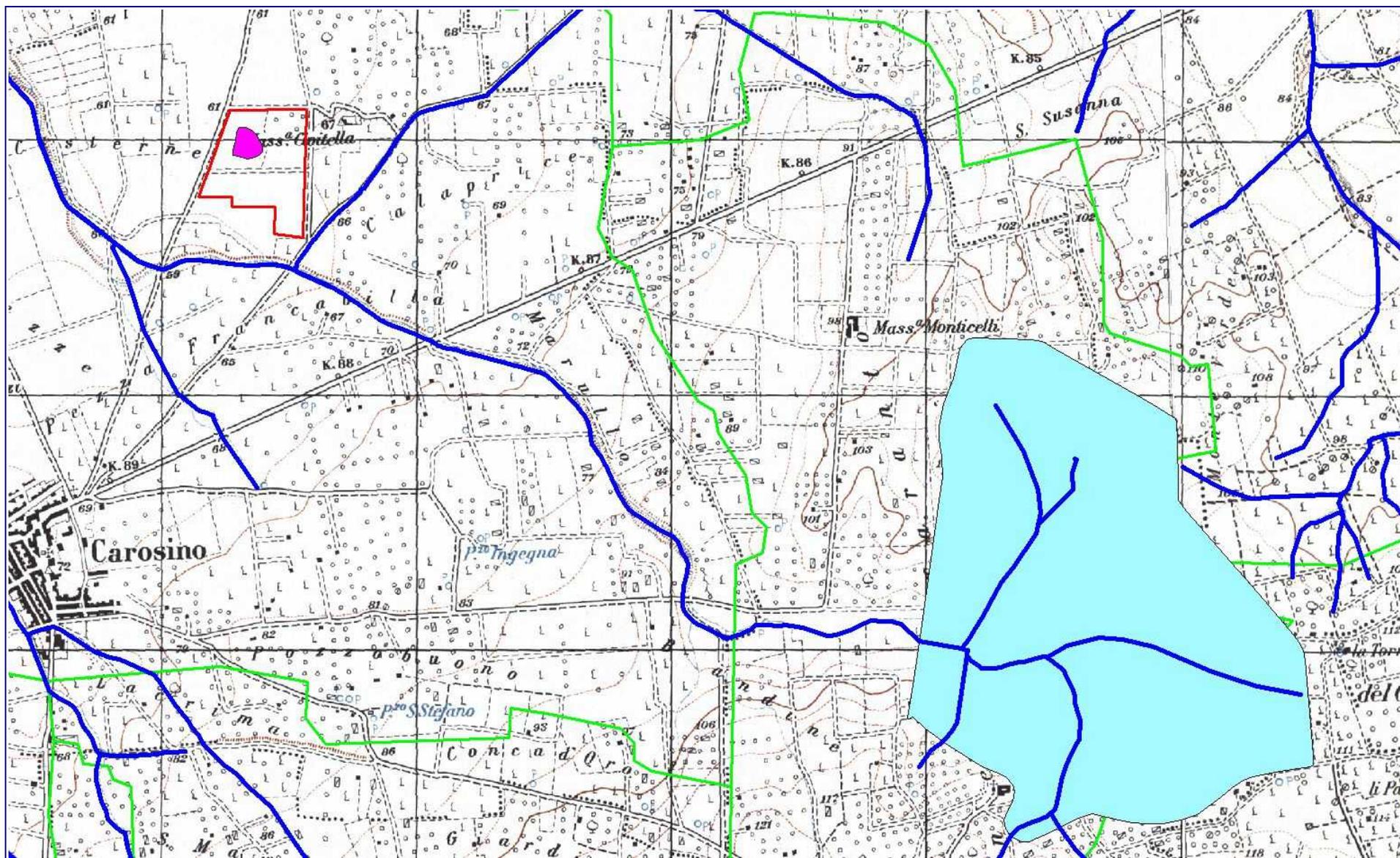


Fig. 1.c – Corografia zona di interesse con elementi della Carta Idrogeomorfologica

## 2 Modello idrologico

La prima fase dello studio è stata dedicata alla raccolta dei dati disponibili per la zona di interesse, in particolare sono stati reperiti da varie fonti dati cartografici, dati pluviometrici e dati relativi agli eventi alluvionali occorsi negli ultimi anni. Per caratterizzare il regime pluviometrico della zona sono stati utilizzati in particolare i dati provenienti dal Rapporto del VaPi e i dati contenuti nella Relazione del PAI Puglia.

Nel caso specifico a vantaggio della sicurezza non è stata considerata la presenza dell'invaso Pappadai ed il suo effetto di laminazione sulle piene provenienti dal bacino direttamente afferente allo stesso invaso. A tale proposito occorre ricordare che il regolamento italiano per la gestione delle dighe, al quale l'invaso è soggetto, vieta espressamente che eventuali manovre degli organi di scarico durante una piena possano provocare un rilascio superiore alla portata in arrivo nell'invaso. Per cui con riferimento all'evento pluviometrico con tempo di ritorno di duecento anni l'effetto dell'invaso non può mai essere peggiorativo sulle caratteristiche di deflusso.

Il fenomeno della trasformazione afflussi-deflussi che avviene in un bacino idrografico investito da un evento pluviometrico può essere studiato con vari metodi a secondo dei dati disponibili e del grado di dettaglio ed accuratezza del risultato che si intende ottenere. Tutti questi metodi sono riconducibili alle seguenti tipologie:

- concettuali: quando il fenomeno viene schematizzato nel dettaglio e scomposto nelle sue varie componenti per ciascuna delle quali si adotta un modello matematico che simula quanto avviene nella componente stessa (es: metodo dell'idrogramma unitario o il metodo cinematico);
- statistici: quando si fa unicamente un'analisi statistica dei deflussi e quindi le portate di piena del bacino idrografico vengono valutate sulla base di equazioni matematiche che possono dipendere anche da caratteristiche morfologiche del bacino stesso (es. : metodi di regionalizzazione delle piene del VaPi);
- formule empiriche: quando le portate massime vengono calcolate sulla base di semplici relazioni tarate sulla base di dati sperimentali (es: formule di Gherardelli-Marchetti, Mongiardini, Forti, De Marchi e Pagliaro).

Nel presente studio ci occuperemo esclusivamente dei metodi concettuali che sono quelli implementati nel software HEC-HMS utilizzato per condurre le simulazioni idrologiche. Tali metodi analizzano separatamente le varie fasi in cui il fenomeno di trasformazione afflussi-deflussi può essere scomposto e che sono:

- separazione delle piogge;
- formazione della piena;
- propagazione della piene;
- deflusso di base.

Di seguito si da una breve descrizione teorica dei metodi utilizzati per per schematizzare ognuna delle fasi sopra elencate.

---

### Separazione delle piogge (metodo CN del Soil Conservation Service)

Il massimo volume specifico di acqua che il terreno può trattenere in condizioni di saturazione o capacità di ritenzione del suolo (S) deriva dalla seguente relazione:

$$S = 254 \times (100/CN - 1)$$

dall'analisi del risultato di molte osservazioni sperimentali ne deriva che la perdita iniziale (Ia) è legata alla capacità di ritenzione del suolo (S) dalla relazione

$$Ia = 0.2 \times S$$

che è quindi il valore da utilizzare in mancanza di altri dati disponibili.

Il valore del Curve Number (CN) va, invece, rilevato in funzione dei dati contenuti nella tabella sotto riportata in funzione del tipo di copertura e uso del suolo e del tipo di suolo.

TIPO DI COPERTURA E USO DEL SUOLO	TIPO DI SUOLO			
	A	B	C	D
TERRENO COLTIVATO				
senza trattamento di conservazione	72	81	88	91
con interventi di conservazione	62	71	78	81
TERRENO DA PASCOLO				
cattive condizioni	68	79	86	89
buone condizioni	39	61	74	80
PRATERIE				
buone condizioni	30	58	71	78
TERRENI BOSCOSI O FORESTATI				
terreno sottile, sottobosco povero, senza foglie	45	66	77	83
sottobosco e copertura buoni	25	55	70	77
SPAZI APERTI, PRATI RASATI, PARCHI				
buone condizioni con almeno il 75% dell'area con copertura erbosa	39	61	74	80
condizioni normali, con copertura erbosa intorno al 50%	49	69	79	84
AREE COMMERCIALI (Impermeabilità 85%)	89	92	94	95
DISTRETTI INDUSTRIALI (Imp. 72%)	81	88	91	93
AREE RESIDENZIALI				
Impermeabilità media				
%	77	85	90	92
65	61	75	83	87
38	57	72	81	86
30	54	70	80	85
25	51	68	79	84
PARCHEGGI IMPERMEABILIZZATI, TETTI	98	98	98	98
STRADE				
Pavimentate con cordoli e fognature	98	98	98	
Inghiaiate o selciate con buche	76	85	89	91
In terra battuta (non asfaltate)	72	82	87	89

Le classi di suolo sono riportate nella tabella successiva. In generale il valore del CN del bacino risulterà da una media pesata dei CN delle singole unità fisiografiche omogenee in cui il bacino può essere scomposto.

CLASSI DI SUOLI PERMEABILITA'
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 colloid. 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 pressoché impermeabili in vicinanza della superficie. Scarsissima capacità di infiltrazione a saturazione.

Ogni metodo di separazione delle piogge è influenzato dal grado di saturazione del suolo al momento del verificarsi dell'evento di pioggia. Il valore del CN del Soil Conservation Service come sopra descritto è associabile a condizioni medie di saturazione che corrispondono al valore 2 di Antecedent Moisture Condition (AMC) che come indicato nella tabella seguente è ricavabile in funzione dell'altezza di pioggia registrata nei cinque giorni che precedono l'evento e dello stato vegetativo.

Per ottenere il valore di CN relativo alle altre due condizioni di saturazione si usano le relazioni seguenti:

Classe AMC	Precipitazione nei 5 giorni precedenti [mm]	
	Stagione di riposo	Stagione di crescita
I	<13	<36
II	13-28	36-54
III	>28	>54

Per ottenere il valore di CN relativo alle altre due condizioni di saturazione si usano le relazioni seguenti:

$$CN(I) = \frac{4,2 \text{ CN(II)}}{10 - 0,058 \text{ CN(II)}}$$

$$CN(III) = \frac{23 \text{ CN(II)}}{10 + 0,13 \text{ CN(II)}}$$

### **Formazione della piena (idrogramma unitario del Soil Conservation Service)**

Per definire l'idrogramma unitario del Soil Conservation Service come metodo per la formazione della piena occorre stimare i relativi parametri che sono :

Tlag = tempo di ritardo

con Tlag che può essere ricavato dalla formulazione estesa proposta dal Soil Conservation Service o con la formula semplificata

Tlag = 0.6 – 0.7 Tc

con

Tc = tempo di corrivazione (**Time of Concentration hr**);

### **Propagazione della piene (tempo di ritardo)**

Con il metodo del tempo di ritardo la stima dell'idrogramma di piena alla sezione di chiusura è fatta con una semplice composizione degli idrogrammi dei singoli sottobacini. A tale proposito è necessario stimare i ritardi con cui gli idrogrammi dei vari sottobacini arrivano alla sezione di chiusura.

Un tale metodo presenta una grave limitazione nel fatto che la propagazione dei singoli idrogrammi lungo l'asta principale è indipendente dalle condizioni della stessa, si trascura in pratica l'effetto di laminazione e concentrazione che può avere in realtà l'asta principale.

Tale ipotesi può sembrare eccessivamente semplificativa, in realtà, con una buona stima del tempo di ritardo dei singoli sottobacini, può portare a dei risultati abbastanza soddisfacenti. Occorre però considerare che questo metodo è molto più semplice ed immediato da applicare, rispetto a quello della propagazione delle piene, e quindi ben si presta ad una prima stima delle caratteristiche del deflusso nella sezione di chiusura.

---

## **2.1 Preparazione modello digitale del terreno**

Al fine di estrarre i dati morfologici ed altimetrici del bacino idrografico oggetto di studio dai dati cartografici esistenti, è stato implementato un sistema informativo territoriale della zona nel quale sono state inserite tutte le banche dati geografiche disponibili.

In particolare, al fine di ricostruire l'altimetria del bacino è stata utilizzata la Cartografia Tecnica Regionale in scala 1:5000 ed in formato digitale di recente realizzazione per la zona. E' stato quindi generato un modello digitale del terreno in forma di Triangular Irregular Network (TIN) e quindi di Digital Elevation Model (DEM). In una seconda fase il DEM è stato predisposto per le elaborazioni idrologiche successive attraverso un procedimento di riempimento delle depressioni e marcatura con il reticolo idraulico.

La perimetrazione dei bacini ottenuta automaticamente è stata poi ricontrollata e modificata manualmente nei punti in cui non corrispondeva alla situazione attuale per cause antropiche, presenza di strade e canali. Nella figura 2.1 sono riportati i due bacini individuati (in rosso), il reticolo idrografico (in blu) e le principali curve di livello utilizzate (in verde).

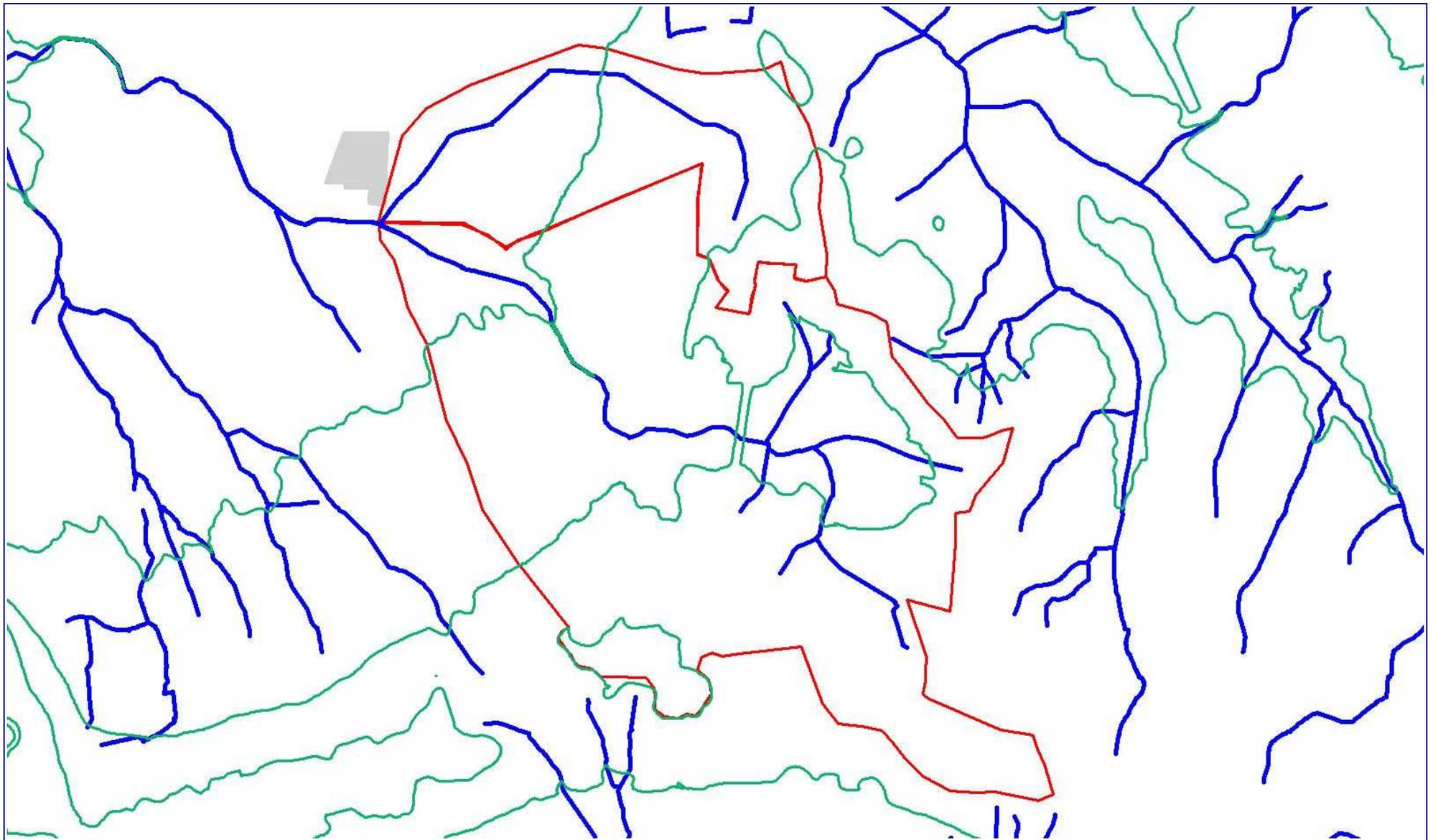


Fig. 2.1 – Individuazione bacini idrografici

## 2.2 Scomposizione in sottobacini

Sulla base del modello digitale del terreno (DEM) è stata individuata, attraverso un procedimento automatico, la delimitazione del bacino idrografico del canale Marullo e del suo affluente di destra, il risultato così ottenuto è stato ricontrollato e modificato sulla base dei dati cartografici e delle ortofoto disponibili.

La fig. 2.2.a mostra la delimitazione del bacino, i cui principali parametri morfologici sono riportati nella tabella Tab. 2.2.a

Subbasin	Area (KM2)	quota max (mslm)	quota min (mslm)	quota media (mslm)
AFFLUENTE_DX	2.95	109	60	70
CANALE_MARULLO	9.85	123	60	80

Tab. 2.2.a – Modello idrologico – parametri sottobacini



La schematizzazione del bacino è stata quindi realizzata (fig. 2.2.c) inserendo opportunamente giunzioni e tronchi.

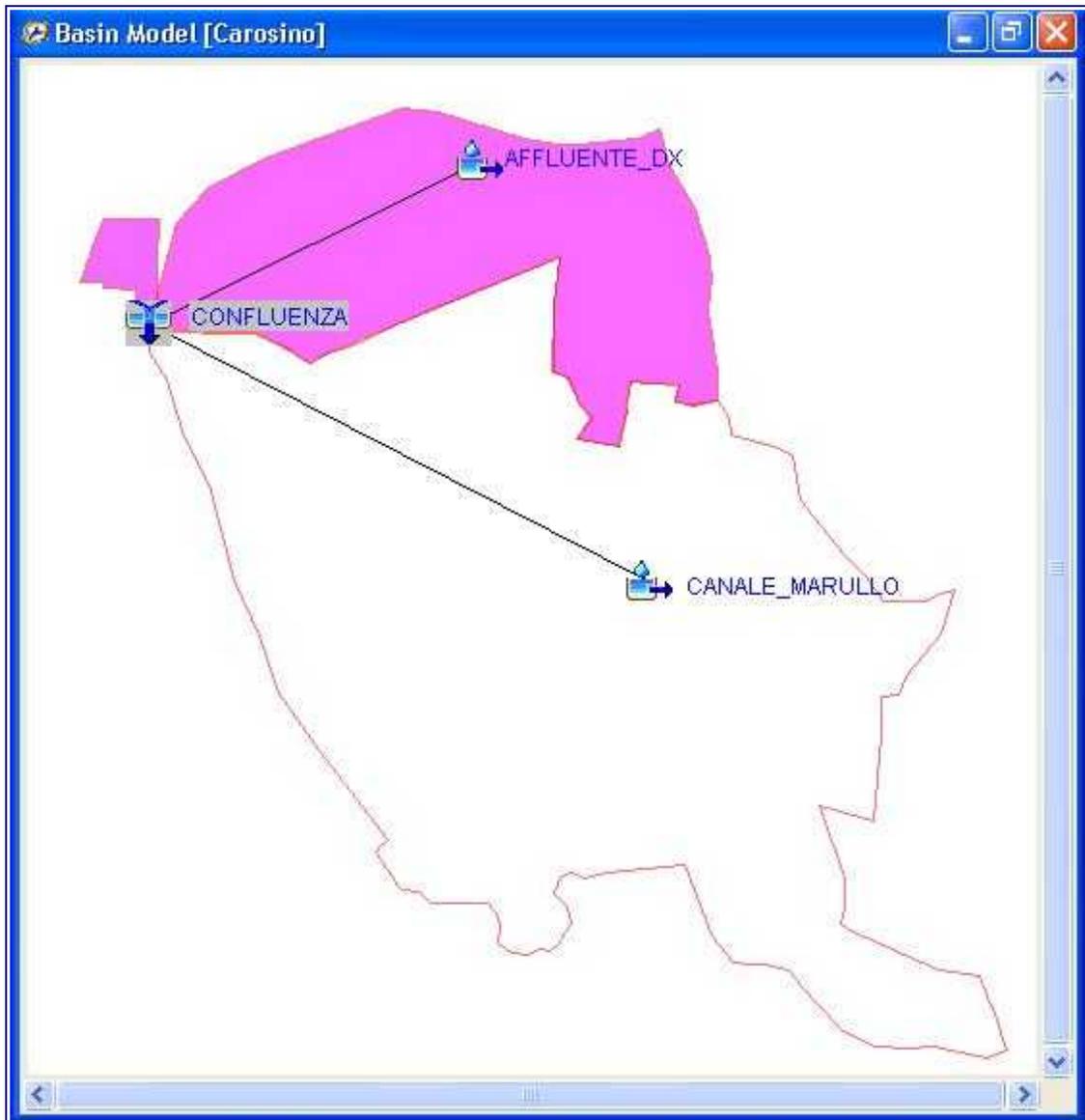


Fig. 2.2.c - Schema modello HEC-HMS

### **2.3 Valutazione CN (uso del suolo – litologia)**

Per la valutazione del Curve Number (CN), parametro del relativo metodo del Soil Conservation Service per la simulazione del fenomeno della separazione delle piogge sono state utilizzate le banche dati relative ad uso del suolo (Corine – terzo livello – vedi fig. 2.3.a) e litologica derivate su base geologica.

Utilizzando un procedimento automatico di confronto tra uso del suolo e classe di suolo, è stato quindi valutato un valore medio del CN per i due bacini idrografici oggetto di studio. I valori ottenuti automaticamente sono stati successivamente rivisti a scopo cautelativo per tener conto della realizzazione dell'inaso Pappadai e dall'incertezza sui dati di base utilizzati, vedi litologia.

<b>CORSO D'ACQUA</b>	<b>valore CN</b>
AFFLUENTE_DX	70
CANALE_MARULLO	80

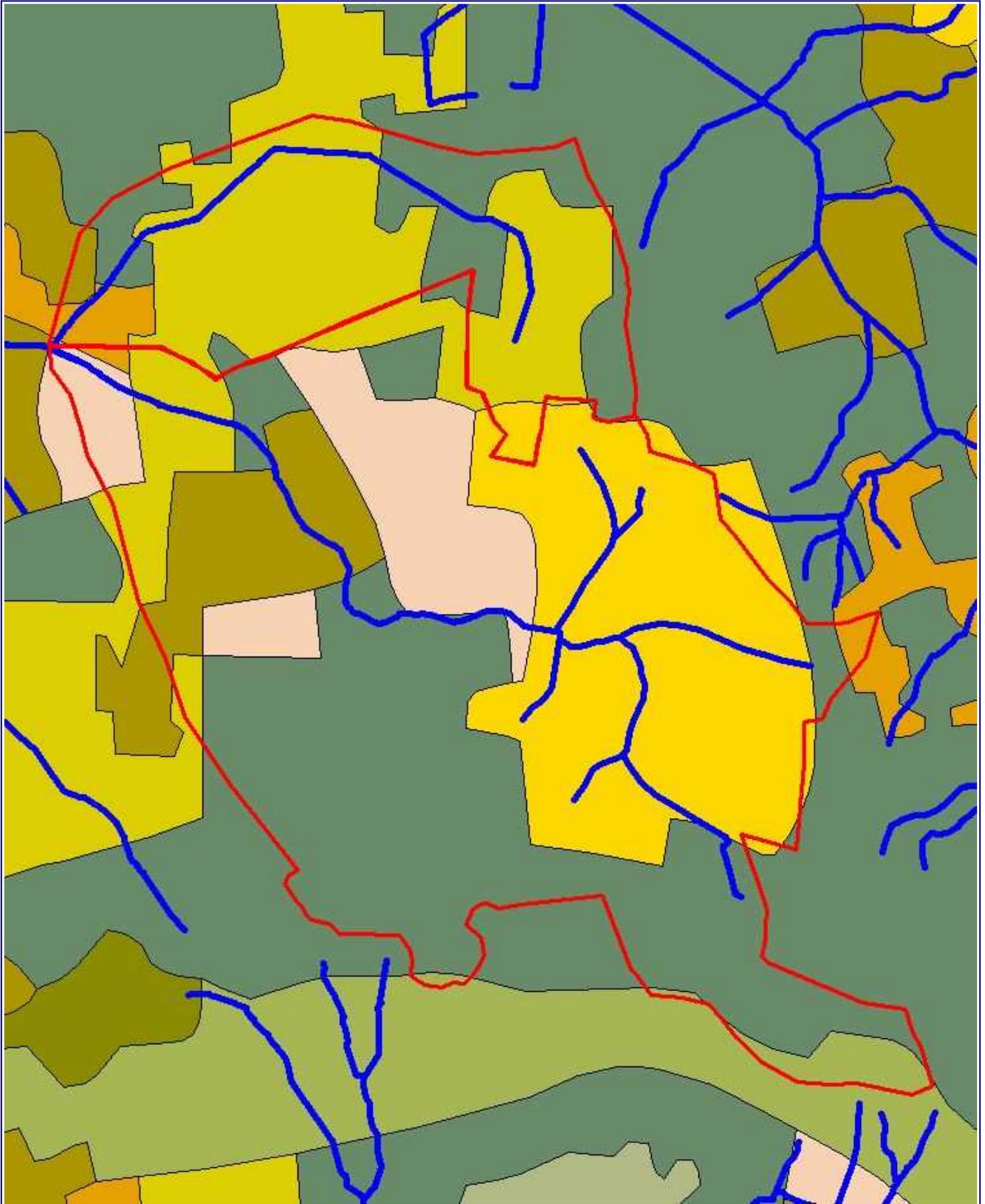


Fig. 2.3.a – Uso del suolo (CORINE Land Cover III livello)

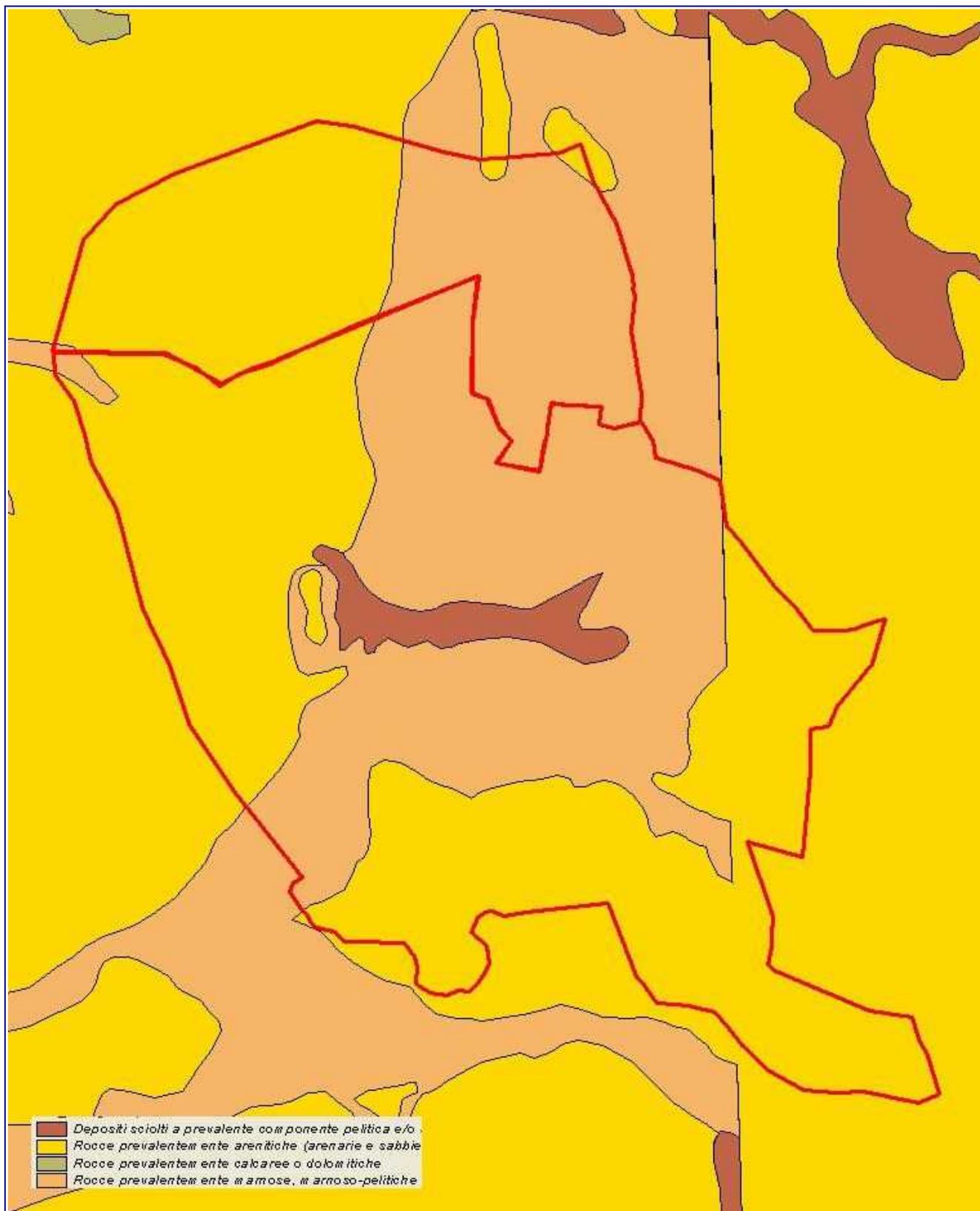


Fig. 2.3.b – Litologia (fonte Carta Idrogeomorfologica Puglia)

## 2.4 Stima parametri elementi idrologici (sottobacino)

Come già illustrato in precedenza, la fase di formazione della piena viene affrontata con il metodo dell'idrogramma unitario del Soil Conservation Service. Per definire l'idrogramma unitario del Soil Conservation Service come metodo per la formazione della piena occorre stimare i relativi parametri che sono :

$T_{lag}$  = tempo di ritardo

con  $T_{lag}$  che può essere ricavato dalla formulazione estesa proposta dal Soil Conservation Service o con la formula semplificata

$$T_{lag} = 0.6 - 0.7 T_c$$

con

$T_c$  = tempo di corrivazione (**Time of Concentration hr**);

In generale il tempo di corrivazione è espresso attraverso la seguente relazione:

$$T_c = t_{sheet} + t_{shallow} + t_{channel}$$

che indica che il tempo di corrivazione è la somma di tre componenti, e precisamente:

**t sheet**: tempo impiegato dal deflusso delle acque per scorrere superficialmente in modo laminare fino alla formazione dei primi rigagnoli

**t shallow**: tempo impiegato per percorrere i rigagnoli fino ad arrivare alla vera e propria rete idrografica

**t channel**: tempo impiegato per percorrere la rete idrografica.

Per  $T_c$ , comunque, è possibile trovare diverse formulazioni in letteratura, tra le quali la più usata è la seguente:

$$T_c = 8.29 \times (1.00 + I)^{-1.28} \times (A/S)^{0.28}$$

dove:

**I** è la percentuale del bacino impermeabile

**A** è l'area del bacino

**S** è la pendenza media del bacino

### **CORSO D'ACQUA**                      **valore $T_{lag}$ (mn)**

AFFLUENTE_DX	65
CANALE_MARULLO	80

## 2.5 Inserimento dati modello meteo

Al fine della predisposizione delle caratteristiche pluviometriche da utilizzare per la simulazione idrologica si è ritenuto opportuno utilizzare i risultati delle elaborazioni statistiche disponibili nella zona e contenute, in particolare, nel Rapporto del progetto VAPI e nella relazione del PAI Puglia.

Dal rapporto VAPI sono stati estratti i coefficienti della curva di possibilità pluviometrica espressa nella forma

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

facendo riferimento **sottozona 6** nella quale è situato per intero il bacino del Marullo . Per questa zona dallo studio VAPI effettuato, si ha un curva di probabilita pluviometrica definita dai seguenti parametri:

$$h(t, z) = 33.7 \cdot t^n$$

dove il parametro n si ricava in funzione dell'altitudine media del bacino z, con la relazione

$$n = \frac{0.488 + 0.0022 \cdot z}{3.178}$$

le altezze di pioggia così ottenute saranno poi moltiplicate per il fattore di crescita  $K_T$  in funzione del tempo di ritorno TR, la cui espressione è :

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

Tr	A	N	1	3	6	12	24
<u>30 anni</u>	56.4	0.21	56.4	71.04	82.17	95.04	109.93
<u>200 anni</u>	90.24	0.21	90.24	113.66	131.47	152.06	175.89

Tab. 2.5.a

### 2.5.1 Ietogrammi di progetto

Per la simulazione degli eventi di progetto si è utilizzato una distribuzione temporale della pioggia ottenuta con il metodo Alternate Blocking Method (ABM), coerente con le altezze totali di pioggia calcolate attraverso la CPP, con picco in posizione centrale per la durata di pioggia di **2** e per i tre tempi di ritorno **30, 200 e 500 anni**.

Nelle figure 2.5.a si riportano gli istogrammi relativi alle durate di 2 ore per i tre tempi di ritorno sopra citati.

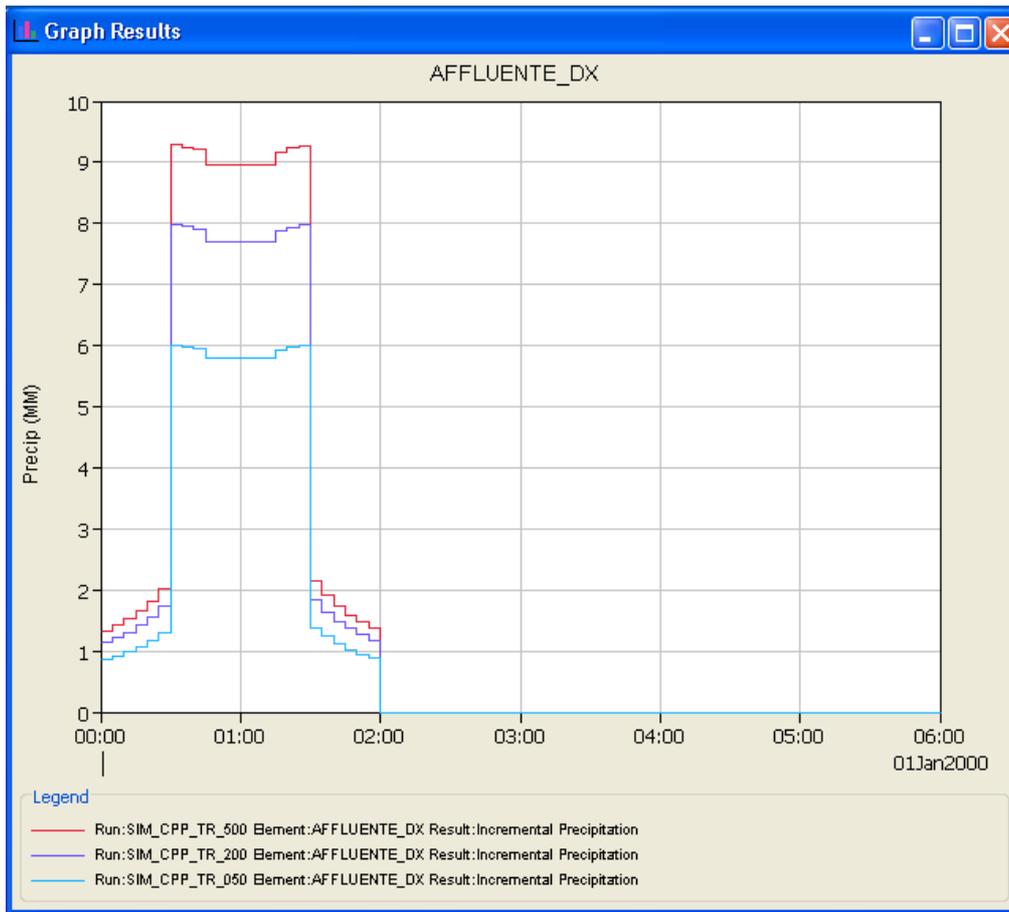


fig. 2.5.a - letogrammi

## 2.6 Simulazione eventi di progetto

Una volta implementato il modello, si è quindi passati alla simulazione degli eventi di progetto utilizzando gli ietogrammi di progetto, come specificato nel paragrafo 2.5.2 relativi alle durate di pioggia di 2 ore, ed al tempo di ritorno di 200 anni. In fig. 2.6.a e b sono riportati i risultati del modello alla sezione di chiusura del bacino, rispettivamente del Canale Marullo e del suo affluente di destra, con riferimento alla durata di 2 ore di pioggia che risulta l'evento più gravoso in quanto di poco superiore al tempo di risposta del bacino. Di seguito si riepilogano i principali risultati, portata massima e volume totale di deflusso valutati sulla base della modellazione idrologica effettuata.

BACINO	SUP (kmq)	Qmax (mc/s)	Vol. tot. def. (1000 mc)
CANALE MARULLO	9.85	23.2	566
AFFLUENTE IN DESTRA	2.95	29.9	724

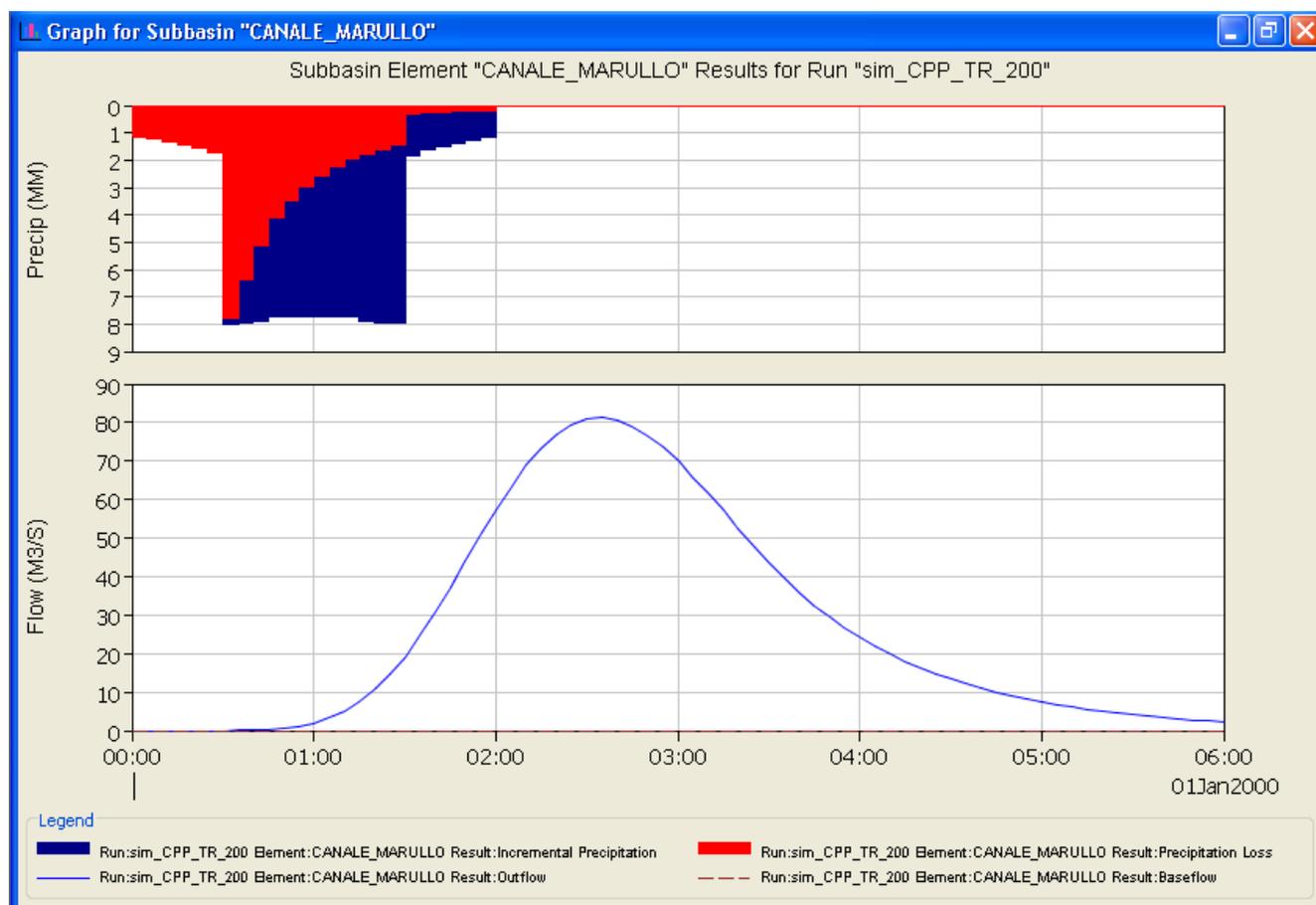


Fig.2.6.a - Bacino Canale Marullo – Idrogrammi e ietogramma per Tr 200 anni

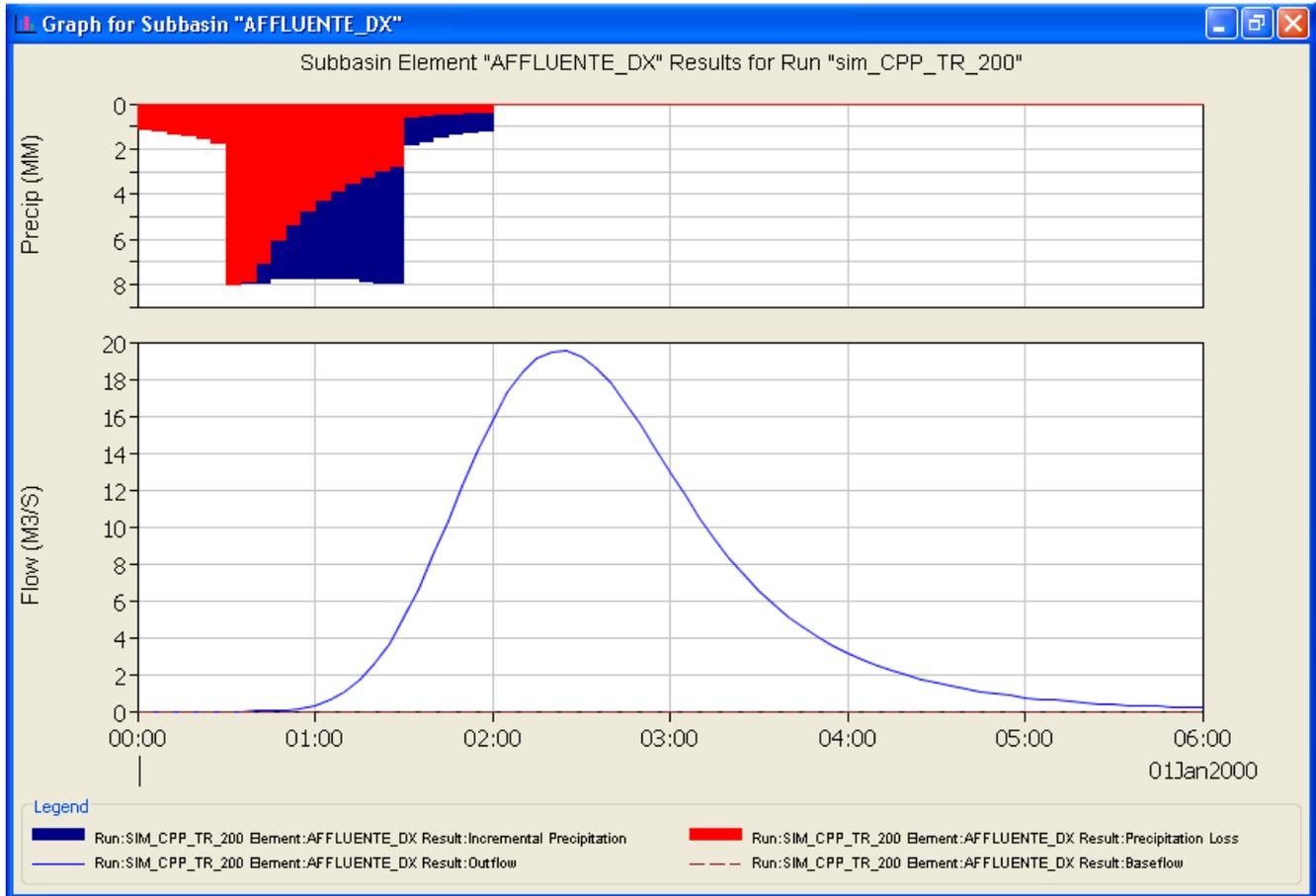


Fig.2.6.b- Bacino Affluente di destra- Idrogrammi e ietogramma per Tr 200 anni

### 3 Modello idraulico

Come già in precedenza specificato il deflusso nel reticolo idraulico del Canale Marullo risulta influenzato dalla presenza dell'invaso Pappadai, lungo il suo percorso dall'invaso fino alla zona oggetto di studio il corso d'acqua risulta completamente sistemato con una sezione doppia trapezia, completamente rivestita in calcestruzzo. Il Canale Marullo scorre sempre inciso con una profondità compresa tra i 3 e i 4 metri rispetto al piano campagna. Nella zona oggetto di studio sono presenti tre attraversamenti.

L'affluente di destra del Canale Marullo presenta nel tratto oggetto di studio una sezione trapezia rivestita in calcestruzzo, il fondo del canale è inciso rispetto al piano campagna di una profondità compresa tra 1 e 2 m. A monte della zona oggetto di studio il corso d'acqua è ancora rivestito per circa 1 km più a monte invece le sue sponde ed il suo letto risultano in terra. Nella zona oggetto di studio sono presenti diversi attraversamenti che limitano fortemente le portate smaltibili. L'esondazione delle acque che si verifica in questa zona va ad interessare l'area oggetto di intervento in cui la piena si propaga sul terreno naturale seguendo la sua morfologia condizionata anche dalla presenza di manufatti (strade e muri).

In considerazione di quanto sopra esposto, le metodologie utilizzate nelle varie fasi della modellazione idraulica sono state adattate alle caratteristiche del deflusso ed in particolare, per la modellazione idraulica del reticolo idraulico (Canale Marullo e suo affluente di destra) è stato utilizzato un modello idraulico in regime di moto permanente con schema monodimensionale, con l'ausilio del software HEC – RAS. La modellazione è stata estesa ai tratti dei due corsi d'acqua ritenuti rappresentativi sulla base delle considerazioni seguenti:

- possibilità che un'eventuale esondazione andasse a interessare l'area oggetto di intervento;
- necessità di assumere condizioni al contorno certe per il modello.

Per simulare l'esondazione delle acque dall'affluente di destra e la loro propagazione nella zona dove ricade l'area di intervento è stato invece utilizzato un modello idrodinamico bidimensionale, con l'ausilio del software Flo-2D. Entambi i modelli sono brevemente illustrati nel seguito.

Al fine della predisposizione del modello idraulico monodimensionale è stato eseguito un rilievo topografico di dettaglio lungo il tracciato del Canale Marullo e del suo affluente di destra, che ha interessato anche gli attraversamenti presenti lungo gli stessi, vedi figg. 3.a, b e c.

Per consentire la ricostruzione del modello digitale del terreno necessario per l'implementazione del modello idrodinamico bidimensionale è stato eseguito un rilievo topografico integrativo in modo da riallacciare i rilievi in precedenza eseguiti e estenderli a tutta la zona di interesse. Tutti i rilievi topografici sono stati agganciati, sia planimetricamente che altimetricamente, alla Cartografia Tecnica Regionale con particolare attenzione ai punti notevoli.

La planimetria del rilievo topografico eseguito, comprensiva di tutti i punti battuti, è riportata in allegato A.6.

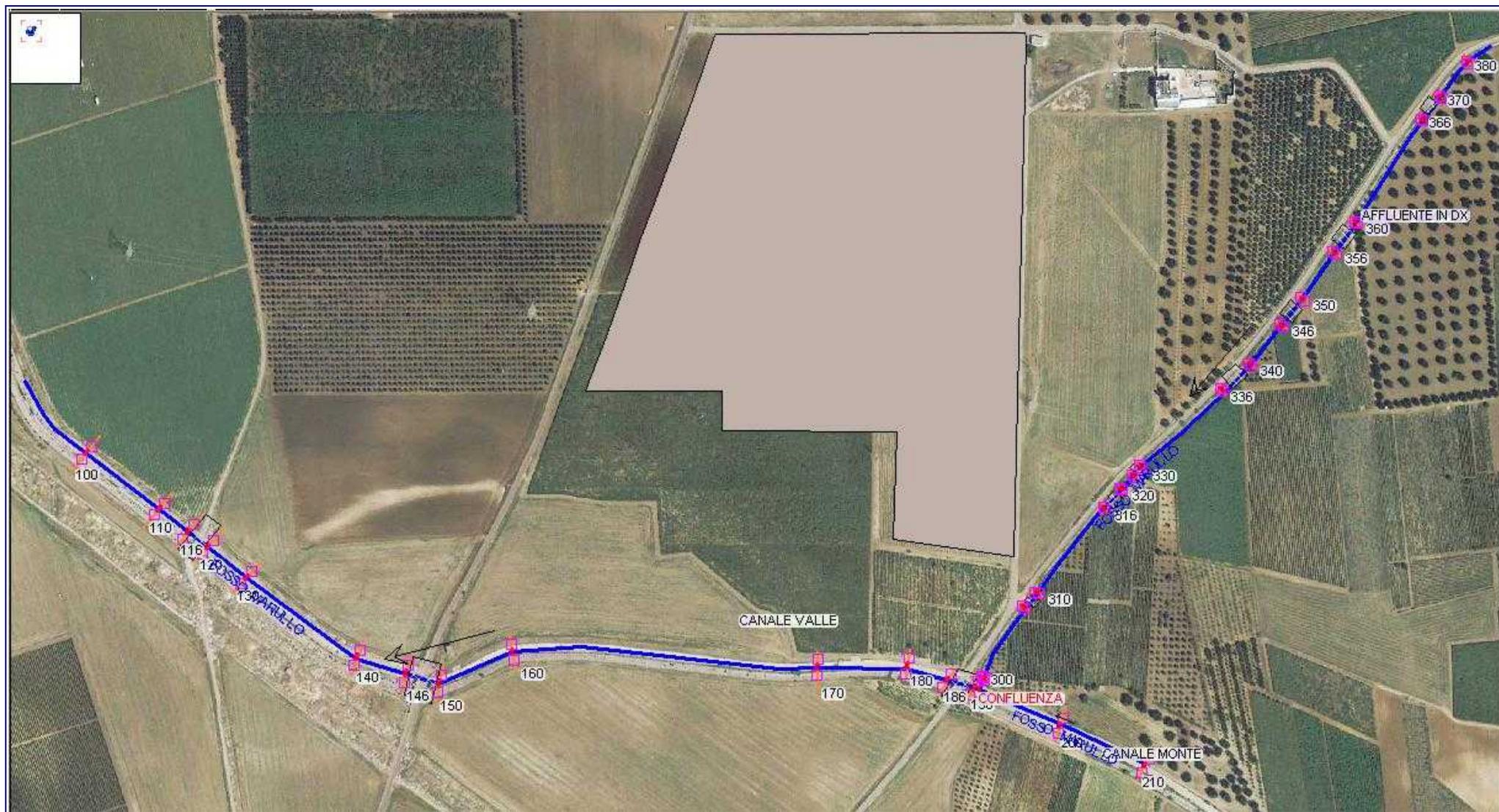


Fig. 3.a – Modellazione idraulica – Area di studio

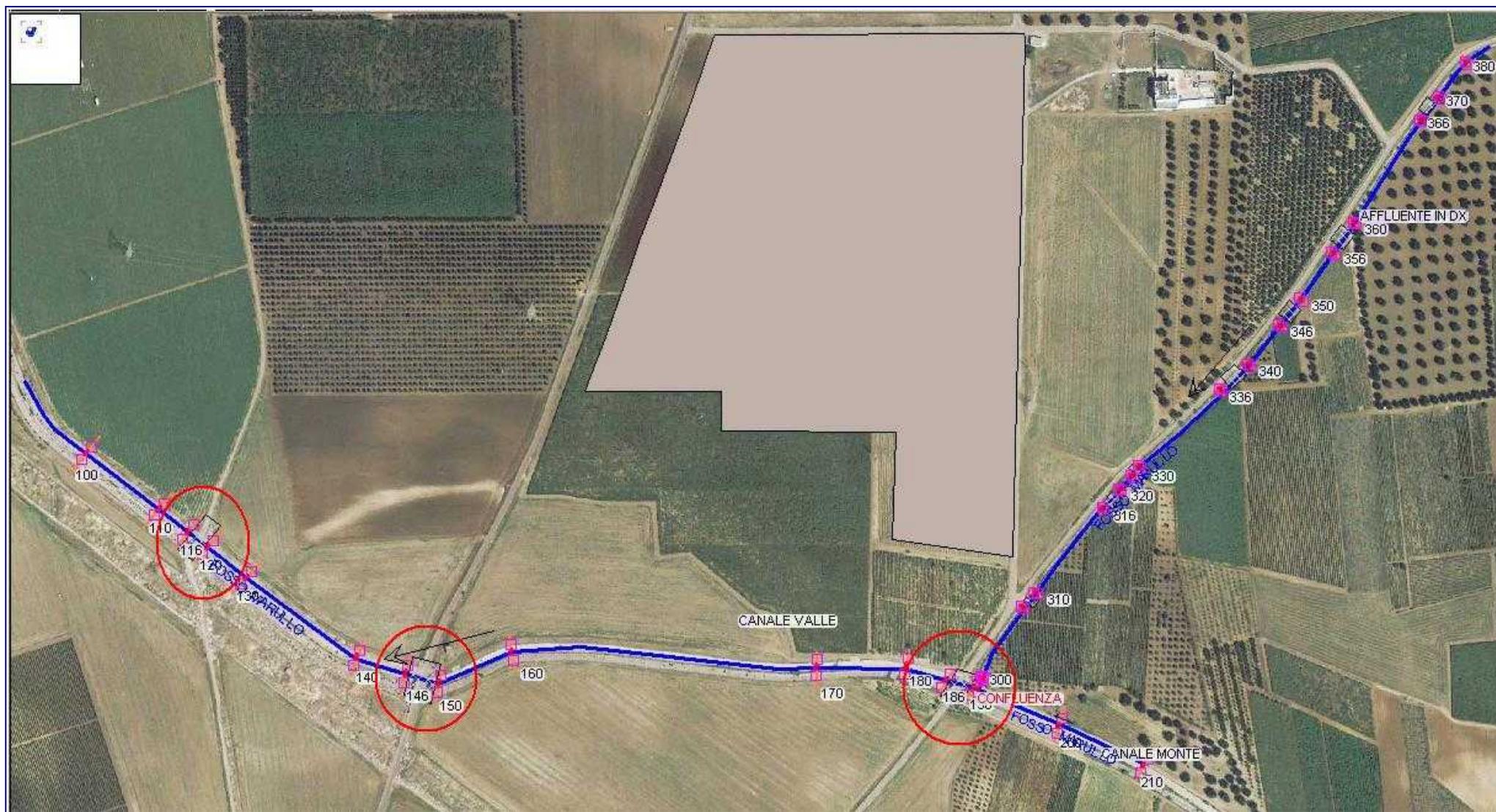


Fig. 3.b – Attraversamenti individuati lungo il reticolo del Canale Marullo



Fig. 3.c – Attraversamenti individuati lungo l'affluente di destra del Canale Marullo

### Moto permanente monodimensionale

La verifica idraulica è stata realizzata in regime di moto permanente considerando i valori della portata di piena relativi ai tempi di ritorno  $T_R$  di 50, 200 e 500 anni calcolati come in precedenza specificato.

Per quel che riguarda la resistenza al moto si è ritenuto più cautelativo assumere un unico valore del coefficiente di scabrezza  $n$  di Manning di  $0.025 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$  nella parte del canale rivestita in calcestruzzo e  $0.030 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$  dove il rivestimento non è presente al di fuori della sezione principale, anche se in realtà a volte la presenza del rivestimento in calcestruzzo in buone condizioni consentirebbe l'uso di valori di scabrezza meno elevati, per tenere conto di situazioni future in cui il reticolo dovesse trovarsi in condizioni di scarsa manutenzione.

Le simulazioni numeriche monodimensionali sono state realizzate con l'ausilio del sistema HEC-RAS (River Analysis System) sviluppato presso l'Hydrologic Engineering Center (HEC) per conto dell'U.S. Army Corps of Engineers<sup>1</sup>.

Il modello è stato implementato ricorrendo alle sezioni trasversali rilevate dalla committenza lungo il tronchi oggetto di studio, vedi allegato A.6.

La figure 3.a riporta in planimetria uno schema generale del modello, le figure 3.b e c riportano invece le planimetrie di dettaglio dei vari tronchi.

### Il software HEC-RAS

Il modello di simulazione implementato da HEC-RAS (River Analysis System) presso l'Hydrologic Engineering Center dell'United States Army Corps of Engineers, consente il calcolo dei profili idraulici di moto permanente gradualmente vario in reti di canali naturali o artificiali.

Con tale modello possono essere simulate condizioni di moto subcritico, supercritico e misto e possono essere valutati gli effetti di immissioni o emissioni laterali di portata, opere in alveo, ostacoli al flusso e costruzioni presenti lungo le sponde.

Nelle ipotesi di condizioni di moto permanente unidimensionale, corrente gradualmente variata (fatta eccezione per le sezioni in cui si risente della presenza di strutture, quali ponti o tombini per attraversamento) e pendenze longitudinali del fondo dell'alveo non eccessive, per un dato tratto fluviale elementare, di lunghezza finita, il modello si basa sulla seguente equazione di conservazione dell'energia tra le generiche sezioni trasversali di monte e di valle, rispettivamente indicate coi pedici 2 e 1:

$$Y_2 + Z_2 + \alpha_2 V_2^2 / (2g) = Y_1 + Z_1 + \alpha_1 V_1^2 / (2g) + \square H$$

in cui  $Y_2$  e  $Y_1$  sono le profondità d'acqua,  $Z_2$  e  $Z_1$  le quote dei punti più depressi delle sezioni trasversali rispetto a un piano di riferimento (superficie libera del medio mare),  $V_2$  e  $V_1$  le velocità medie (rapporto tra portata e area bagnata della sezione),  $\alpha_2$  e  $\alpha_1$  coefficienti di Coriolis di ragguglio delle potenze cinetiche,  $g$  l'accelerazione di gravità e  $\square H$  le perdite di carico nel tratto considerato.

Nel caso di passaggio da regime supercritico a subcritico tramite risalto idraulico, la corrente perde il carattere gradualmente variato e l'equazione dell'energia non può essere applicata. In tal caso, si ricorre all'equazione di conservazione della quantità di moto:

$$\frac{\beta_2 Q_2^2}{g A_2} + A_2 Y_{2,b} + \left( \frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \cdot i - \left( \frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \cdot J_m - \frac{\beta_1 Q_1^2}{g A_1} - A_1 Y_{1,b} = 0$$

in cui si sono indicate con i pedici 2 e 1 rispettivamente le sezioni di monte e di valle del tratto considerato; a meno del peso specifico, che essendo presente in ciascun addendo è stato eliso, il primo e il quinto termine rappresentano le spinte idrodinamiche dovute alle quantità di moto (con  $\alpha$  coefficiente di ragguglio dei flussi di quantità di moto), il secondo e il sesto termine le spinte idrostatiche dovute alle pressioni (essendo  $Y_{2,b}$  e  $Y_{1,b}$  gli affondamenti dei baricentri delle sezioni bagnate), il terzo termine la componente del peso lungo la direzione del moto (essendo  $i$  la pendenza longitudinale del fondo dell'alveo, calcolata in base alle quote medie in ciascuna sezione) e il quarto termine la resistenza al moto.

1 [www.hec.usace.army.mil](http://www.hec.usace.army.mil)

Per poter risolvere correttamente le equazioni di moto occorre disporre anche delle condizioni al contorno di monte e di valle che regolano il deflusso della corrente.

Nel caso in esame, non essendoci evidenti sconnessioni idrauliche a monte e a valle del tratto studiato, come condizione al contorno si è ritenuto opportuno utilizzare a scopo cautelativo il valore della pendenza media rilevata nel tratto, pari a 0.25 % nella sezione terminale di valle e 1% e 0.15% nelle sezioni iniziali di monte rispettivamente per il Canale Marullo e per il suo affluente di destra. La modellazione è stata estesa fino a raccordarsi con la zona in cui era stata già eseguita in precedenza, il limite tra le due zone è posto in prossimità della Masseria Patemisco.

Per tutte le verifiche idrauliche è stato utilizzato il software HEC-RAS, in moto permanente con schema di moto mono-dimensionale. Per rappresentare la geometria del corso d'acqua oggetto di studio il modello è stato implementato con le 32 sezioni e gli 11 attraversamenti rilevati. Per condurre correttamente le verifiche idrauliche sono state aggiunte inoltre, ove necessario, un certo numero di sezioni interpolate automaticamente dal software utilizzato per le verifiche stesse.

---

### Moto vario bidimensionale

Il FLO-2D è un modello bidimensionale di conservazione dei volumi in cui la simulazione nelle due dimensioni è garantita dall'integrazione numerica dell'equazione del moto e della conservazione del volume sia per le portate liquide che per quelle solide:

equazione di continuità:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h V_x}{\partial x} = i$$

equazione del moto:

$$S_{fx} = S_{ox} - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_x}{\partial x} - \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_x}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{V_x}{\partial t}$$

dove:

- $h$  è l'altezza idrica,
- $V_x$  è la componente  $x$  della velocità media della corrente,
- $S_{fx}$  è la cadente,
- $S_{ox}$  è la pendenza del fondo
- $g$  è l'accelerazione di gravità (*FLO-2D User Manual, 2007*).

Le equazioni di continuità e del moto sono risolte attraverso un schema numerico alle differenze finite. L'algoritmo risolve l'equazione del momento per la velocità della corrente in corrispondenza delle celle della griglia di calcolo istante per istante.

Il dominio di simulazione è rappresentato da un griglia a maglia quadrata. La procedura di calcolo comincia col determinare la portata attraverso ciascun contorno in otto direzioni di flusso (nord, est, sud, ovest, nord-est, sud-est, sud-ovest, nord-ovest) e procede con una stima lineare dell'altezza idrica in corrispondenza della cella al contorno. Tale altezza idrica è una media delle altezze delle due celle che condividono la portata in una delle otto direzioni.

Dalla media di altri parametri idraulici vengono determinati: la velocità della corrente, l'area bagnata, la quota del pelo libero, il perimetro bagnato, ecc. La velocità della corrente, che è una variabile dipendente, è calcolata attraverso l'equazione del momento. Moltiplicando l'area bagnata media calcolata tra due elementi e la velocità è possibile ottenere la portata in ogni intervallo temporale. Infine, la variazione netta di volume d'acqua in ogni cella del floodplain ad ogni timestep è rappresentata dalla somma delle otto singole portate che attraversano il contorno. L'incremento in altezza idrica è dato da

$$\Delta d^{i+1} = \Delta Q_x^{i+1} \Delta t / SurfaceArea$$

dove  $\Delta t$  rappresenta l'intervallo temporale tra l'istante  $i$  ed  $i+1$ .

I tempi di simulazione del FLO-2D dipendono in maniera diretta dalla risoluzione della griglia di calcolo rappresentativa dell'area che si desidera studiare: è evidente, infatti, un incremento di tali tempi al crescere della risoluzione della griglia.

---

Di seguito vengono dapprima descritte le varie fasi dell'implementazione del modello idraulico ed in seguito vengono illustrati i principali risultati ottenuti.

### **3.1 Implementazione modello idraulico**

Sulla base del rilievo topografico eseguito è stata ricostruita la geometria delle sezioni dei due corsi d'acqua oggetto di studio e degli attraversamenti presenti nei tratti di interesse.

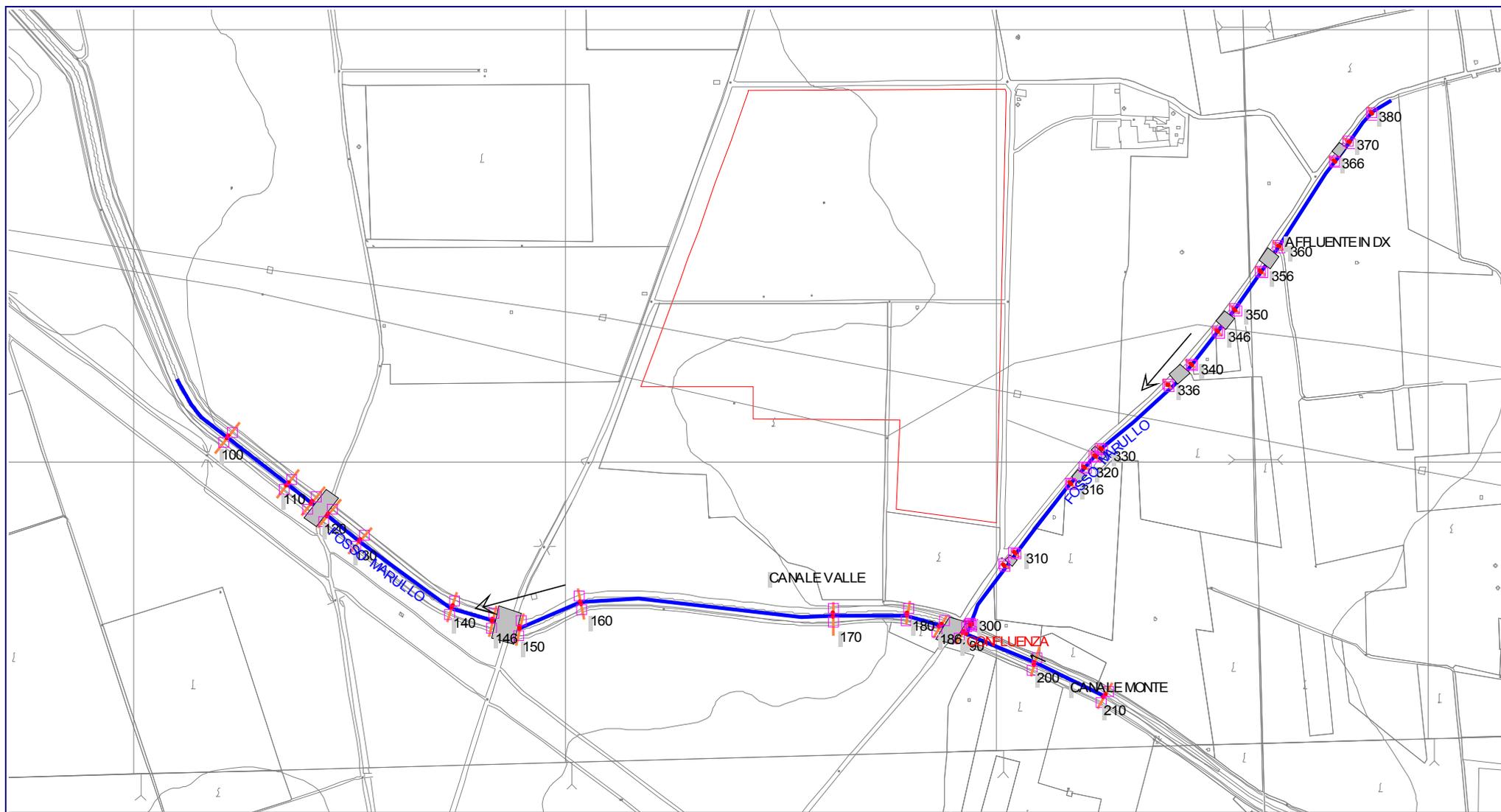
Si è passato quindi all'implementazione della geometria del modello idraulico attraverso l'inserimento delle sezioni e degli attraversamenti rilevati (vedi fig. 3.2.a)

#### **3.1.1 Sezioni**

Considerata la regolarità dei due corsi d'acqua studiati, le sezioni rilevate topograficamente sono in numero relativamente ridotto, tutte posizionate nei punti notevoli. Per esigenza del modello idraulico si è invece fatto ricorso ad alcune sezioni interpolate che il software utilizzato genera in maniera automatica a partire da quelle rilevate ed inserite manualmente.

#### **3.1.2 Attraversamenti**

Nel corso del rilievo topografico si è proceduto alla corretta rilevazione della geometria degli attraversamenti, che sono in numero di 3 lungo il CANALE MARULLO e 8 lungo il suo affluente di destra.



Fg 3.1.a – Schema del modello idraulico

### **3.2 Modello mono-dimensionale**

Una volta predisposto il modello idraulico, si è passati alla simulazione degli eventi di progetto con le varie durate di pioggia e differenti tempi di ritorno.

I principali risultati ottenuti sono riportati in forma grafica nelle figure 3.2.a e b (profili del pelo libero, profondità critica e carico totale) relativamente alla simulazione dell'evento di progetto con durata di 2 ore e tempo di ritorno di 200 anni rispettivamente per il Canale Marullo ed il suo affluente di destra, le caratteristiche idrauliche nelle varie sezioni sono riportate nelle tabelle 3.2.a e b.

La simulazione è stata estesa anche agli eventi di progetto con durata di 2 ore e tempo di ritorno di 30 e 500 anni. Nelle figure 3.2.c e d sono riportati i confronti dei livelli del pelo libero per i tre tempi di ritorno rispettivamente per il Canale Marullo ed il suo affluente di destra.

### **3.3 Individuazione portate smaltibili**

La modellazione idraulica ha dimostrato l'estrema criticità dell'affluente di destra del Canale Marullo che non essendo in grado di smaltire le portate attese provoca l'esondazione delle acque che si propagano verso la zona oggetto di intervento. Il Canale Marullo è invece in grado di smaltire le portate attese con riferimento all'evento di progetto con tempo di ritorno di 200 anni sia pure con franchi ridotti.

Ai fini della ricostruzione dei volumi uscenti dal corso d'acqua e della loro distribuzione temporale in modo da ottenere gli idrogrammi da utilizzare come input del modello idrodinamico bidimensionale è stato utilizzato uno schema semplificato, vedi fig. 3.3.a. In pratica in corrispondenza di ognuno degli attraversamenti è stata stimata la portata smaltibile lungo il corso d'acqua, considerando anche il contributo della strada che costeggia il corso d'acqua stesso e lungo la quale si incanalano le acque di esondazione (vedi figg 3.3 b, c, d, e). Successivamente l'idrogramma di piena iniziale  $I_1$  è stato ridotto, "tagliandolo" sulla portata massima smaltibile in corrispondenza dell'attraversamento RS 368, ne risulta un idrogramma  $I_2$ , che continua a defluire verso valle, e uno  $Q_3$ , che esonda verso la zona di intervento e che verrà in seguito utilizzato come input per il modello bidimensionale. Più a valle la portata massima dell'idrogramma  $I_2$  viene confrontata con la massima smaltibile in corrispondenza degli altri attraversamenti finché l'attraversamento RS 338 risulta insufficiente e quindi l'idrogramma viene nuovamente ripartito nell'idrogramma  $I_3$ , che prosegue verso valle lungo il corso d'acqua, e  $Q_2$ , che esonda, analogo discorso in corrispondenza dell'attraversamento RS 328 con la scomposizione dell'idrogramma in arrivo  $I_3$  in  $I_4$ , che prosegue verso valle e confluisce nel CANALE MARULLO, e  $Q_1$ , che esonda. I vari idrogrammi ottenuti con il procedimento sopra descritto sono riportati in fig. 3.3.f (idrogrammi che transitano lungo i vari tratti dell'affluente) e in fig. 3.3.g (idrogrammi che esondano verso la zona di intervento e che sono utilizzati come input per il modello bidimensionale).

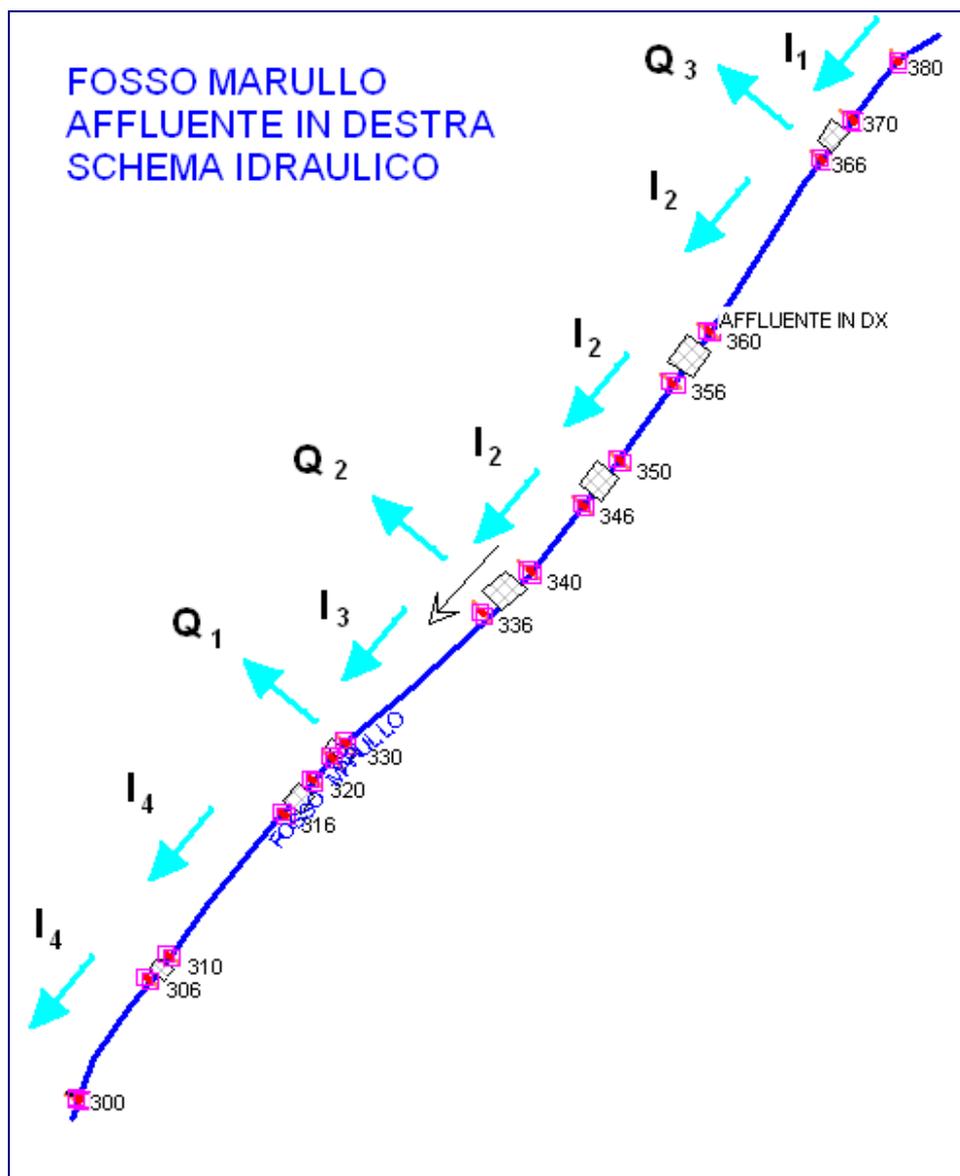


Fig. 3.3.a - Affluente CANALE MARULLO – Schema delle portate smaltibili

### 3.4 Modello bidimensionale

A seguito delle fuoriuscite d'acqua dal reticolo idrografico dell'affluente di destra del Canale Marullo, stimate come di sopra specificato, si verificano allagamenti nella zona posta a ovest del corso d'acqua dove ricade anche l'area oggetto di intervento. Per studiare la propagazione dell'esonazione in questa zona ed al fine di stimare i battenti idrici massimi che si verificano nella area di intervento a seguito di un evento di progetto con tempo di ritorno di duecento anni è stato implementato un modello bidimensionale di calcolo con l'ausilio del software Flo-2D come in precedenza descritto.

Il dominio di calcolo è delimitato a sud-est dall'affluente, a sud dal Canale Marullo, a nord da una zona morfologicamente più alta sia e a ovest, verso cui tutta la zona drena, dalla

pianura come meglio rappresentato in fig. 3.4.a dove sono riportati anche i punti di ingresso (dove sono stati inseriti gli idrogrammi fuoriuscenti dall'affluente del Canale Marullo) e di uscita dell'acqua

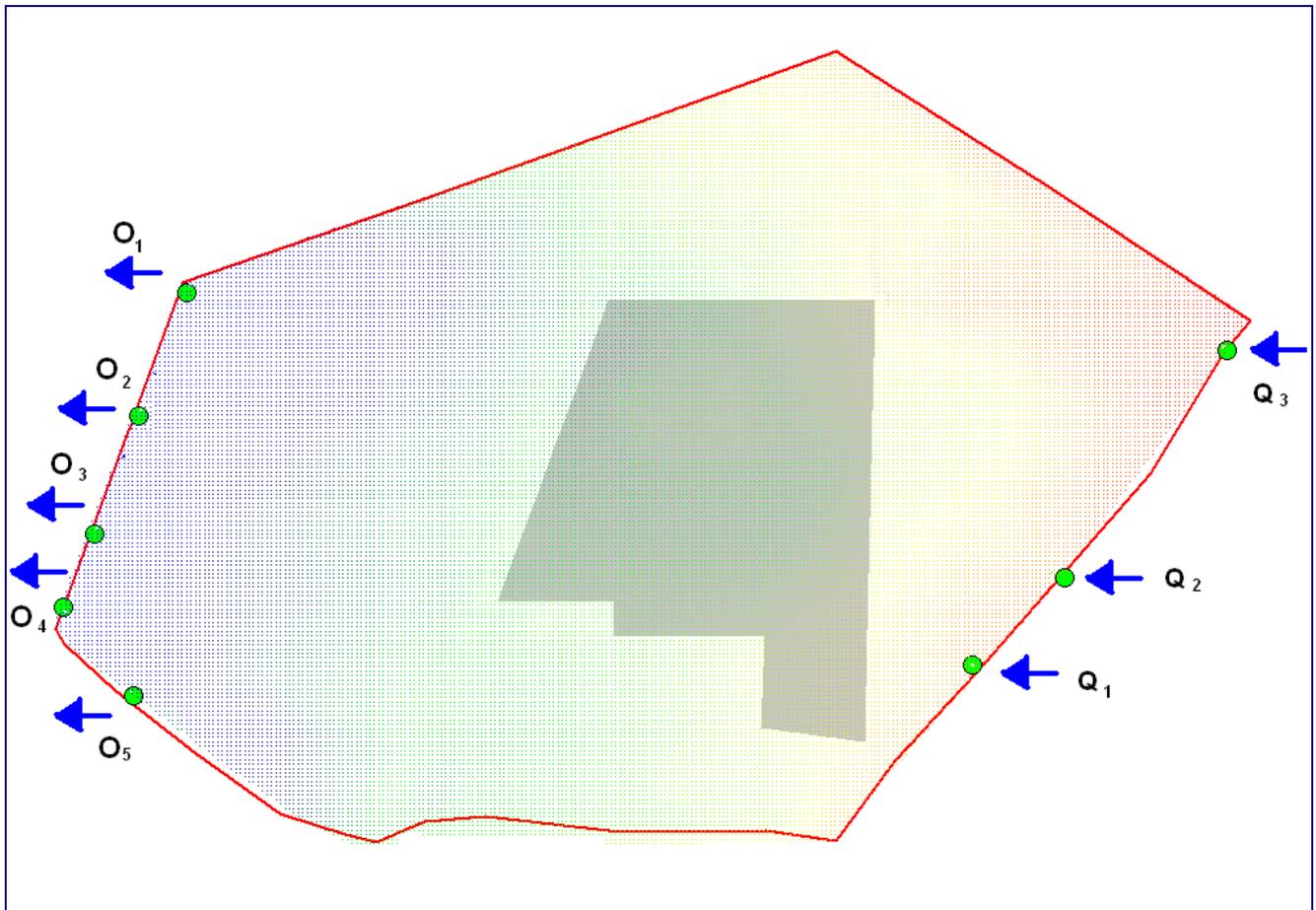


Fig. 3.4.a – Dominio di calcolo con punti di ingresso (Q) e uscita (O)

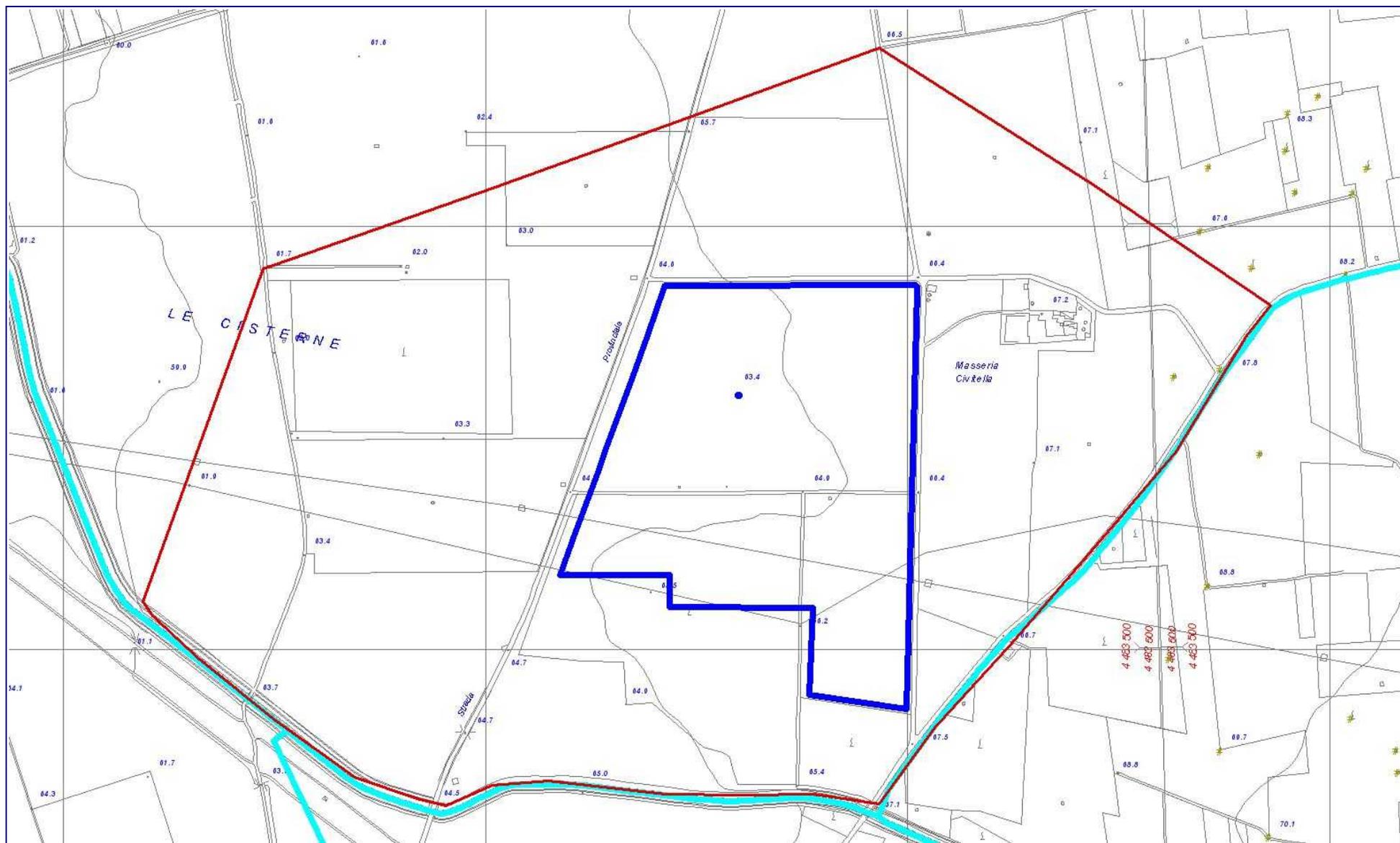


Fig. 3.4.b – Dominio di calcolo (CTR)

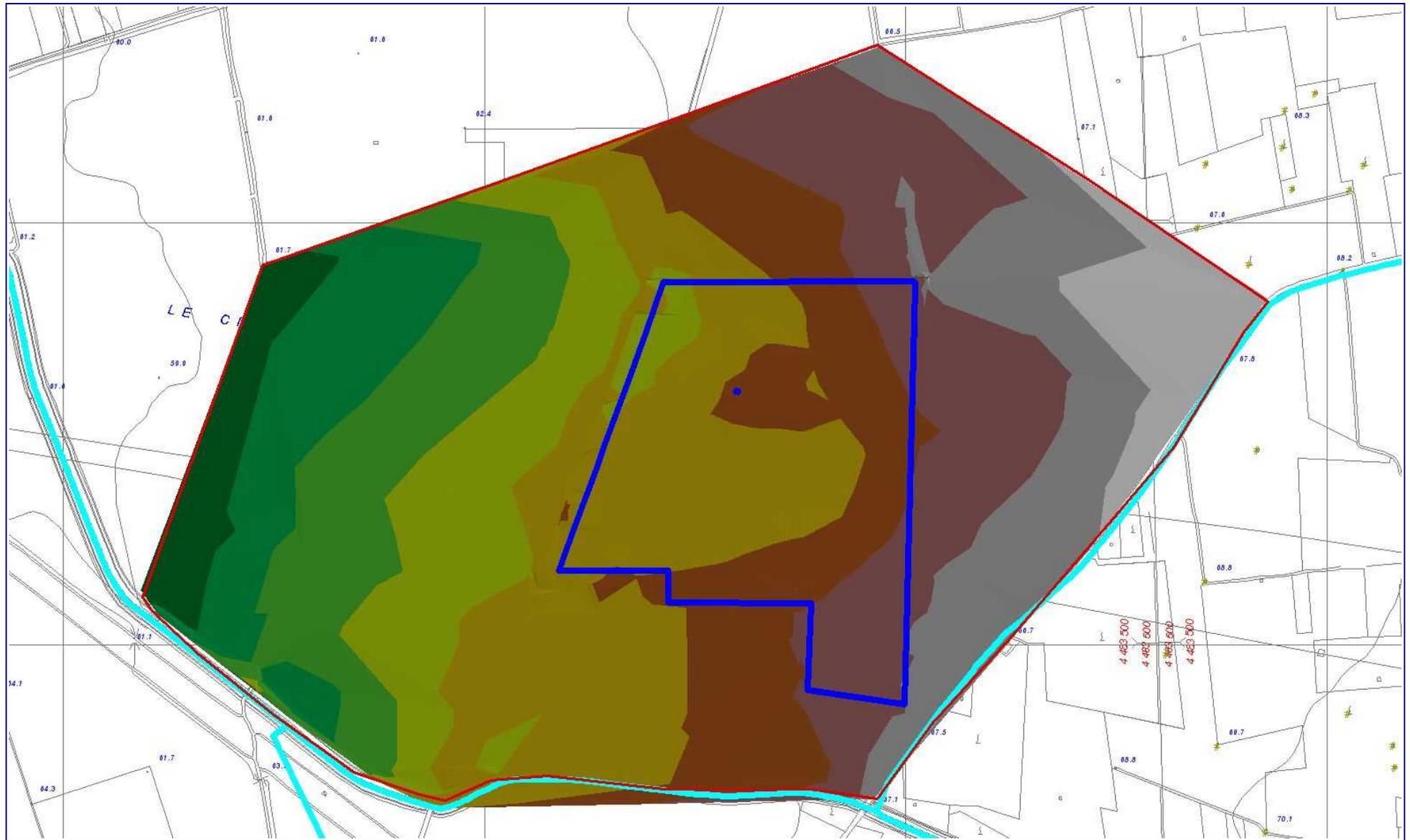


Fig. 3.4.c – Dominio di calcolo (TIN)

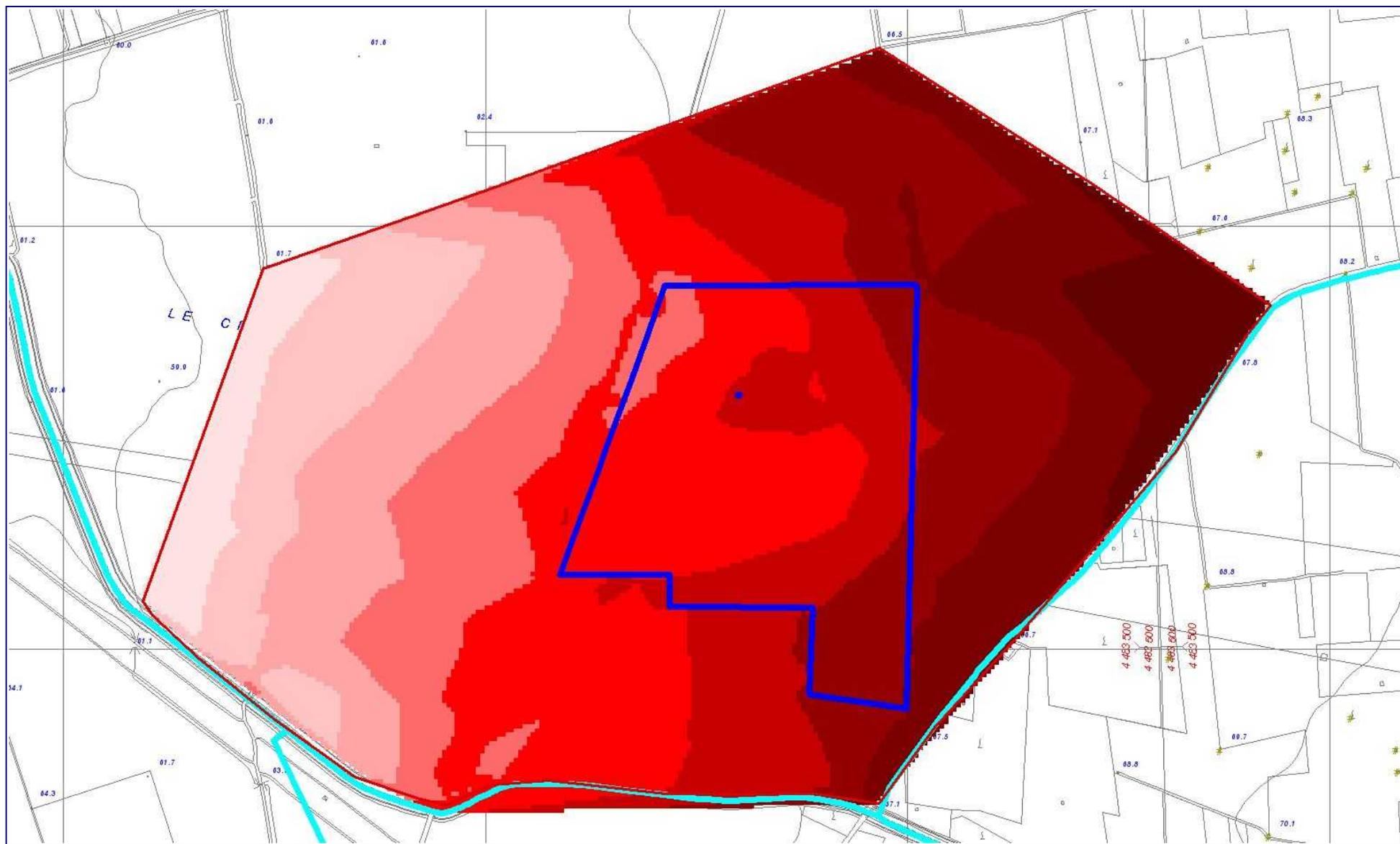


Fig. 3.4.d – Dominio di calcolo (DEM a 5 m)

La modellazione idraulica ha quindi permesso di ricostruire la propagazione delle acque che esondano dall'affluente del Canale Marullo nella zona in cui ricade l'area di intervento.

Attraverso l'elaborazione dei risultati ottenuti dal modello idraulico nel sistema informativo territoriale si è quindi proceduto alla determinazione delle caratteristiche dell'allagamento in corrispondenza dell'area oggetto di intervento in termini di battenti idrici e velocità.