



UFFICIO DEL COMMISSARIO STRAORDINARIO DELEGATO

"per la realizzazione degli interventi per la mitigazione del rischio idrogeologico
nella Regione Sicilia previsti nell'Accordo di Programma siglato il 30.03.2010"
Ex DPCM 10 dicembre 2010 ed ex OPCM 09 luglio 2010, n.3886 art.1



"Drenaggi e consolidamento versanti" c.da Faranò - Comune di Sinagra (ME) Cod. Interventi ME - 119 A



RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Francesco Cappotto SUPPORTO AL RUP Dott. Francesco Barranco Geom. Giuseppe Ferrante Geom. Piero Nicolicchia	I PROGETTISTI	Ing. Gianluca Coroneo
		Ing. Adriano Grassi
 ATTIVITÀ PRODUTTIVE In Italia: Attività Produttive S.p.A. VIA PIETRA ROSA CANELLI 30 - 00138 - ROMA DIRETTORE TECNICO: Dott. Ing. MASSIMO MATTEOLI		Ing. Domenico Imbroglia
		Ing. Marco Calogero
		Ing. Alberto Peligra
		Ing. Rossella Zumbè
		Arch. Fabio Pulizzi
		Ing. Giuseppe Morganti
		Ing. Fabio Ferla
	IL GEOLOGO	

- PROGETTO ESECUTIVO -

ELABORATO Relazione idraulica				DATA	NOME	FIRMA
			REDATTO		GCIAM	
			VERIFICATO			
			APPROVATO			
			DATA	06/2013	R 03	
REVISIONE	DATA	AGGIORNAMENTI	SCALA			
			CODICE FILE			

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	NORME DI ATTUAZIONE PAI	4
3	INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	8
4	CONSIDERAZIONI GEOMORFOLOGICHE ED IDROLOGICHE.....	11
4.1	Inquadramento geologico generale	11
4.2	Idrografia, morfologia e climatologia	11
4.3	<i>Idrogeologia</i>	13
5	INTERVENTI DI PROGETTO	14
6	STUDIO IDROLOGICO	16
7	STUDIO IDROLOGICO	17
8.1	<i>LEGGE TCEV</i>	18
8.2	<i>MODELLO DI PIOGGIA NETTA</i>	22
8.3	<i>CALCOLO DELLA PORTATA DI PIENA</i>	25
	TRASFORMAZIONE AFFLUSSI DEFLUSSI	28
8	DIMENSIONAMENTO ATTRAVERSAMENTI STRADALI	30

1 PREMESSA

Il presente documento riporta i calcoli idrologici e idraulici volti alla verifica delle opere di tipo idraulico presenti nell' area di intervento, relative al progetto esecutivo dal titolo "Drenaggi e consolidamento versanti C.da Faranò" nel comune di Sinagra (ME).

La relazione redatta, ha come scopo quello di determinare la portata che transita nei fossi canale esaminati, e successivamente dimensionare le opere di progetto. La determinazione della portata idraulica è stata effettuata per i tempi di ritorno convenzionali dettati dalle norme di attuazione del PAI ovvero 50, 100 e 200 anni, così come riportato nelle norme d'attuazione del PAI della Regione Sicilia.

Nello specifico il presente elaborato si articola fundamentalmente in 2 parti:

- Individuazione della portata di piena relativa alle sezioni di chiusura fissate;
- Dimensionamento delle opere idrauliche;

In dettaglio le opere idrauliche attenzionate nel presente elaborato, dimensionati per i tempi di ritorno $T = 200$ anni previsti dalle norme di attuazione del PAI della Regione Sicilia, prevedono:

- Dimensionamento attraversamenti stradali; +
- La verifica delle sezioni di innesto del sistema trincea drenante-canale di gronda.

2 NORME DI ATTUAZIONE PAI

Affinché possa essere sviluppato il progetto di cui in oggetto è opportuno fare riferimento alle norme di attuazione del PAI Sicilia.

Le norme di attuazione del PAI Regione Sicilia, riportano quanto segue:

CAPO I

ASSETTO GEOMORFOLOGICO

Art. 8

Disciplina delle aree a pericolosità geomorfologica

1. Le aree pericolose, in quanto interessate da dissesti, sono oggetto di disciplina a fini preventivi e sono l'ambito territoriale di riferimento per gli interventi di mitigazione del rischio geomorfologico.
2. Nelle aree a pericolosità "molto elevata" (P4) ed "elevata" (P3): sono vietati scavi, riporti, movimenti di terra e tutte le attività che possono esaltare il livello di rischio atteso;

è vietata la localizzazione, nell'ambito dei Piani Provinciali e Comunali di Emergenza di Protezione Civile, delle "Aree di attesa", delle "Aree di ammassamento dei soccorritori e delle risorse" e delle "Aree di ricovero della popolazione".
3. In queste aree la realizzazione di elementi inseriti nelle classi E4 ed E3 è subordinata all'esecuzione degli interventi necessari alla mitigazione dei livelli di rischio atteso e pericolosità esistenti.
4. La documentazione tecnica comprovante la realizzazione degli interventi di riduzione della pericolosità dovrà essere trasmessa all'Assessorato Regionale Territorio e Ambiente che, previa adeguata valutazione, provvederà alle conseguenti modifiche, ai sensi del precedente art. 5.

-
5. Nelle aree a pericolosità P4 e P3, l'attività edilizia e di trasformazione del territorio, contenuta negli strumenti urbanistici generali o attuativi, relativa agli elementi E1 ed E2, è subordinata alla verifica della compatibilità geomorfologica. A tal fine, gli Enti locali competenti nella redazione degli strumenti urbanistici, predispongono e trasmettono all'Assessorato Territorio e Ambiente uno studio di compatibilità geomorfologica. Gli studi sono redatti sulla base degli indirizzi contenuti nell'Appendice "A".
 6. Gli studi sono sottoposti al parere dell'Assessorato Regionale del Territorio e Ambiente che si esprime in merito alla compatibilità con gli obiettivi del P.A.I.
 7. Nelle aree a pericolosità P4 e P3 sono esclusivamente consentite:
 - - Le opere di regimazione delle acque superficiali e sotterranee;
 - - Le occupazioni temporanee di suolo, da autorizzarsi ai sensi dell'articolo 5 della legge regionale 10 agosto 1985, n.37; realizzate in modo da non recare danno o da risultare di pregiudizio per la pubblica incolumità;
 - Le opere relative ad attività di tempo libero compatibili con la pericolosità della zona, purché prevedano opportune misure di allertamento.

Art. 9

Disciplina delle aree a rischio geomorfologico molto elevato (R4)

1. Nelle aree a rischio molto elevato (R4), sono esclusivamente consentiti:
 - a) Gli interventi di demolizione senza ricostruzione, da autorizzarsi ai sensi dell'articolo 5 della legge regionale 10 agosto 1985, n. 37;
 - b) Gli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria, gli interventi di restauro e risanamento conservativo e gli interventi di ristrutturazione edilizia parziale degli edifici che non comportino delle modifiche strutturali (con esclusione pertanto della loro demolizione totale e ricostruzione), così

come definiti dall'articolo 20, comma 1, lettere a), b), c) e d) della legge regionale 27 dicembre 1978 n.71;

- c) Gli interventi volti a mitigare la vulnerabilità degli edifici esistenti e a migliorare la tutela della pubblica incolumità, senza aumenti di superficie e volume e cambiamenti di destinazione d'uso che comportino aumento del carico urbanistico;
- d) Gli interventi necessari per la manutenzione ordinaria, straordinaria e di consolidamento delle opere infrastrutturali e delle opere pubbliche o di interesse pubblico e gli interventi di consolidamento e restauro conservativo di beni di interesse culturale, compatibili con la normativa di tutela;
- e) Le occupazioni temporanee di suolo, da autorizzarsi ai sensi dell'art. 5 della legge regionale 10 agosto 1985, n. 37, realizzate in modo da non recare danno o da risultare di pregiudizio per la pubblica incolumità;
- f) Gli interventi di consolidamento per la mitigazione del rischio di frana;
- g) Gli interventi di adeguamento del patrimonio edilizio esistente per il rispetto delle norme in materia di sicurezza e igiene del lavoro e di abbattimento di barriere architettoniche.

Art. 10

Disciplina delle aree a rischio geomorfologico elevato (R3)

1. Nelle aree a rischio elevato (R3) valgono le stesse disposizioni di cui al comma 1 dell'articolo precedente e sono altresì consentiti:
 - a) gli interventi di adeguamento igienico-funzionale degli edifici esistenti, ove necessario, per il rispetto della legislazione in vigore anche in materia di sicurezza del lavoro, connessi ad esigenze delle attività e degli usi in atto;

-
- b) l'ampliamento o la ristrutturazione delle infrastrutture pubbliche o di interesse pubblico esistenti, purché compatibili con lo stato di dissesto esistente.

3 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

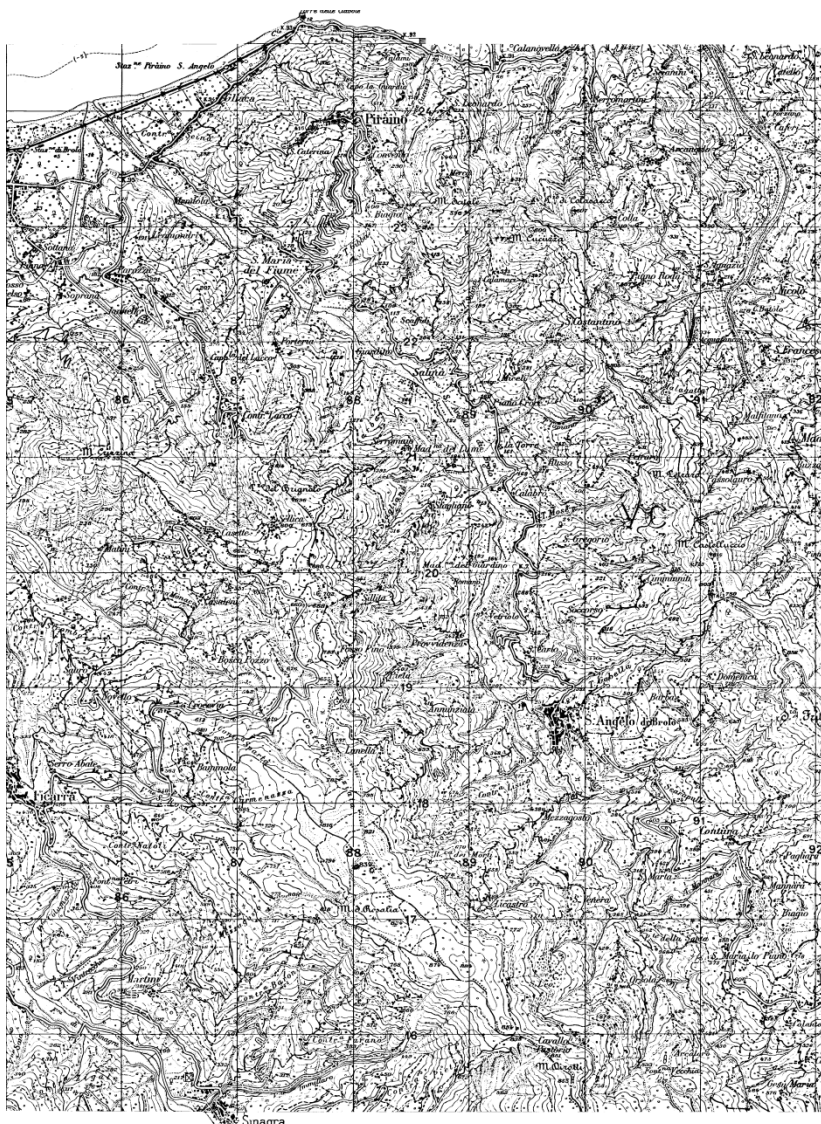
L'area in esame ricade all'interno del Comune di Sinagra e precisamente in contrada Faranò posto a nord-est dal centro abitato.



Figura 1 - Stralcio fotografia area della zona in studio



Figura 2 - Stralcio Carta Tecnica Regionale sezione 599110



Il comprensorio oggetto di studio ricade nella tavoletta "S. Angelo di Brolo" (F. 252 II NE) edita dall' I.G.M. in scala 1:25.000 e rientra nel foglio "599110" della Carta Tecnica Regionale in scala 1:10.000; esso è posto ad una quota compresa tra 460 e 380 m.s.m.

L'area di stretta pertinenza insiste sul territorio comunale di Sinagra, in Contrada Faranò, a Nord-Est del centro abitato.

L'area in esame ricade all'interno del Bacino Idrografico della Fiumara

di Naso (014), come indicato dal Piano Stralcio per l' Assetto Idrogeologico di cui al D.P. n. 288 del 05 luglio 2007, pubblicato sulla G.U.R.S. n. 47 del 05.10.2007. Il Piano di Assetto Idrogeologico individua nell'area a nord-est del centro abitato del Comune di Sinagra, e specificatamente nella Carta dei Dissesti N. 12, diverse aree in frana.

Dall'analisi della Carta della Pericolosità e del Rischio Geomorfologico si evince che l'area è stata censita con codici 014-5SI-076/78/86/90.

Il suddetto P.A.I. individua nel versante una condizione di dissesto in atto di tipo geomorfologico con fattore di rischio R1 ed R3 e pericolosità da P0 a P4.

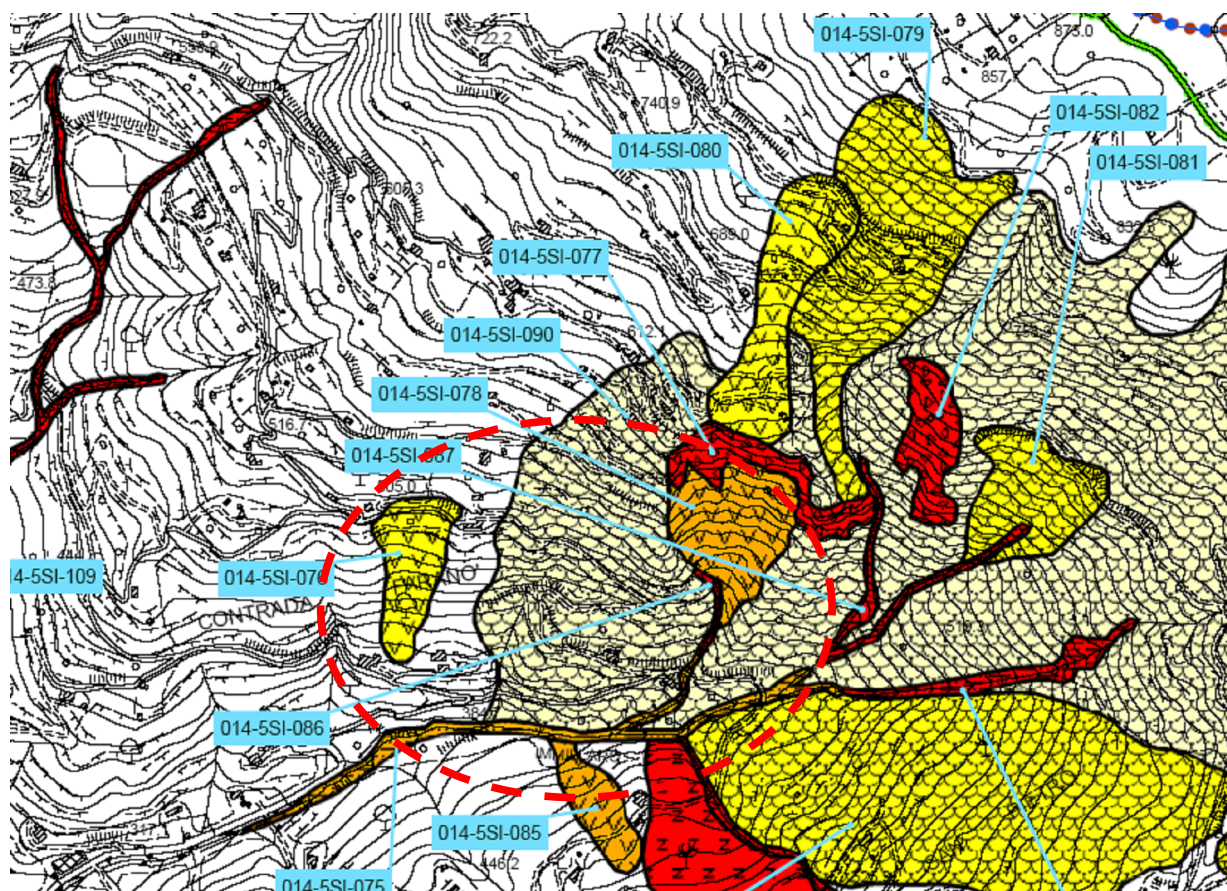


Figura 3 - Carta dei Dissesti. Stralcio Carta N° 12

4 CONSIDERAZIONI GEOMORFOLOGICHE ED IDROLOGICHE

Di seguito si riportano integralmente alcuni stralci della relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Alessio D'Urso, al fine di avere un quadro completo della configurazione geomorfologica ed idrologica del sito in esame.

Aste giudiziarie.it

4.1 Inquadramento geologico generale

"L'area posta a Nord-Est del centro abitato di Sinagra (Contrada Faranò) è interessata da fenomeni franosi complessi con caratteristiche di scorrimento evolventi a colamento, che hanno coinvolto nel tempo vaste aree di territorio in seguito interessate da dissesti di varia tipologia.

L'area si presenta attualmente in condizioni critiche di stabilità; le cause di un'ulteriore propagazione del dissesto sono attualmente da imputare alla presenza di un reticolo idrografico disordinato e da un'erosione pluviale dovuta all'azione meccanica dell'acqua sul terreno, ed erosione laminare dovuta invece all'azione delle acque meteoriche che dilavano in superficie in modo disordinato e diffuso provocando, specie nelle aree prive di vegetazione, un'erosione areale dei detriti che vengono trasportati verso valle;

Attualmente le acque si infiltrano, inoltre, nelle coltri detritiche già mobilizzate, le portano in condizioni di saturazione e conseguentemente ne innescano lo scorrimento verso le quote minori;

Oltre alle acque meteoriche, è stata riscontrata la presenza di zone di impregnazione idrica e di piccole sorgenti delocalizzate per l'intera area rilevata, che complicano ulteriormente il quadro morfoevolutivo caratterizzante il sito;

La presenza di una serie di tubazioni di fognatura delle acque bianche, danneggiate dagli smottamenti aumenta l'instabilità dei luoghi.

4.2 Idrografia, morfologia e climatologia

La zona in esame insiste nel bacino idrografico della fiumara di Naso.

Il reticolo idrografico giovane, da vita a corsi d'acqua a regime torrentizio con un andamento quasi rettilineo ed ortogonale alla costa.



I principali tratti morfologici della zona presentano le caratteristiche tipiche dell'area Nebroidea, dove sono riscontrabili aree alto collinari incise da profonde valli e versanti con pendenze elevate.

Gli elementi morfologici presenti nell'area sono spesso collegati sia allo scorrimento superficiale delle acque che alle pendenze elevate.

Da un punto di vista climatologico l'area in studio risulta essere tra le zone più piovose dell'intera regione con precipitazioni annue medie di circa 1000 mm, con punte di 1523 mm (Tortorici nel 1973), 1344 mm (Raccuja nel 1973) e 1336 mm (Ficarra nel 1996) il mese più piovoso risulta essere Dicembre mentre il più arido Luglio.

Nell'anno 2009, alla stazione pluviometrica di Naso si sono registrate 1455 mm di pioggia.

Dall'1 settembre 2009 al 30 giugno 2010 si sono registrate 1346 mm di pioggia.

Nel primo semestre del 2010 si sono registrati 542 mm di pioggia.

Il quadro proposto mette in netta evidenza la tendenza all'aumento della piovosità registrata negli ultimi anni. Trend che resta tutt'ora attivo e che, in funzione dei drammatici eventi manifestati negli ultimi anni, desta generale preoccupazione.[...]

[...]

4.3 Idrogeologia

Le formazioni geologiche presenti nella zona presentano litotipi a permeabilità variabile in relazione sia alle caratteristiche primarie che secondarie.

Nel caso in esame sono state eseguite delle prove di permeabilità all'interno dei fori di sondaggio.

Nel corso delle perforazioni sono state effettuate diverse prove di permeabilità i cui valori di K sono compresi tra $2.2684 \cdot 10^{-7}$ m/sec e $6.3310 \cdot 10^{-7}$ m/sec.

La circolazione idrica sotterranea, molto verosimilmente, avverrà in modo molto complesso ed articolato.

Il livello della falda dai rilievi fatti nei sondaggi risulta il seguente:

	Letture Ottobre 2012	Letture Febbraio 2013	Letture Maggio 2013	Letture Giugno 2013
Sondaggio	Pz3 metri 7.80	Pz3 metri 18.00	Pz3 metri 15.40	Pz3 metri 16.00
Sondaggio	Pz4 metri 13.00	Pz4 metri 13.50	Pz4 metri 13.60	Pz4 metri 14.00
Sondaggio	Pz5 metri 12.70	Pz5 metri 10.50	Pz5 metri 8.00	Pz5 metri 9.30
Sondaggio	Pz6 metri 17.10	Pz6 metri 16.50	Pz6 metri 15.70	Pz6 metri 16.20

5 INTERVENTI DI PROGETTO

Gli interventi previsti in progetto possono essere raggruppati e riguardano fondamentalmente due tipologie di intervento:

1. opere di regimentazione idraulica;
2. opere di consolidamento del versante oggetto d'intervento.

Nel presente elaborato verranno attenzionate e dimensionate le opere che riguardano la regimentazione idraulica di cui al punto 1.

Nello specifico le opere di tipo idraulico riguardano fondamentalmente il ripristino degli attraversamenti stradali (d, e, f cfr- planimetria di progetto e particolari costruttivi) e la verifica dei punti di innesto del sistema trincea drenante canale di gronda (cfr- planimetri di progetto e particolari costruttivi- innesti (a,b,c,g,h,i).

- **Attraversamento d:**

L' attraversamento d, è posto in corrispondenza della sezione di chiusura del fosso canale B.

Tale attraversamento sarà realizzato con una tubazione in HDPE del diametro interno 800 mm posto al di sotto dell' asse viario.

A monte di tale attraversamento stradale verrà realizzato un pozzetto in gabbioni metallici di dimensioni (3,00 x 3,00 m x 2,50 m).

In tale pozzetto, verranno recapitate le acque collettate dal canale di gronda.

- **Attraversamento e:**

L' attraversamento e, è posto in corrispondenza della sezione di chiusura del fosso canale A.

Tale attraversamento sarà realizzato con una tubazione in HDPE del diametro interno 800 mm posto al di sotto dell' asse viario.

A monte di tale attraversamento stradale verrà realizzato un pozzetto in gabbioni metallici di dimensioni (3,00 x 3,00 m x 2,50 m).

In tale pozzetto, verranno recapitate le acque intercettate dai dreni posti a tergo dei muri.

- **Attraversamento f:**

L' attraversamento f, è stato realizzato al fine di convogliare e veicolare le acque provenienti dai dreni posti a tergo dei muri.

Tale attraversamento sarà realizzato con una tubazione in HDPE del diametro interno 800 mm posto al di sotto dell' asse viario.

A monte di tale attraversamento stradale verrà realizzato un pozzetto prefabbricato di dimensioni (2,20 x 1,2 m x 1,2m) che in testa verrà raccordato con il muro previsto in progetto.

Inoltre verranno inserite in corrispondenza dei punti di innesto (a,b,c,g,h) dei sistemi canali di gronda – trincee drenanti, dei materassi Metallici di spessore 30 cm e larghezza variabile per un tratto di c.a 3m, al fine di scongiurare eventuali fenomeni di erosione.

6 STUDIO IDROLOGICO

Per poter compiere il dimensionamento delle opere idrauliche previste in progetto è stato necessario individuare tre sezioni di chiusura, che sottendono rispettivamente 2 bacini idrografici.

La delimitazione dei suddetti sottobacini idrografici è stata ottenuta dall'analisi della Carta Tecnica Regionale alla scala 1:10.000, integrata con verifiche dirette di terreno. (cfr.allegato a relazione idraulica sottobacini A e B)

I dati morfometrici dei sottobacini, desunti dall'analisi della cartografia, sono riportati nelle tabelle seguenti.

Area [Km ²]	Lunghezza asta principale[Km]
0,10	0,39

Tab 1 - parametri morfometrici del sottobacino A (bacino blu)

Area [Km ²]	Lunghezza asta principale[Km]
0,08	0,20

Tab 2 - parametri morfometrici del sottobacino B (bacino rosso)

7 STUDIO IDROLOGICO

L'obiettivo dello studio idrologico è stato quello di stimare la massima portata relativa alle sezioni fissate dei fossi canale presi in esame, e la probabilità associata che tale portata venga raggiunta o superata.

Per valutare la portata indice, ossia il valore atteso di portata al colmo massima annuale che particolarizza un generico sito fluviale si è applicata una metodologia di tipo indiretto.

L'approccio utilizzato è stato dunque di tipo probabilistico indiretto di tipo regionale. Tale approccio consiste nello stimare la portata di piena di progetto attraverso un'analisi probabilistica preliminare delle precipitazioni nei bacini interessati e la simulazione successiva del processo della loro trasformazione in deflussi.

Il suddetto studio si è svolto nelle seguenti fasi:

1. Studio della piovosità al fine di condurre il calcolo dei parametri statistici necessari per la costruzione delle CPP (curve di probabilità pluviometrica);
2. Studio della capacità di assorbimento del terreno, tramite costruzione di uno strato informativo sul CN (Curve Number) riguardante i bacini, per la determinazione delle perdite idrologiche e successiva costruzione degli ietogrammi di progetto;
3. Determinazione del trasferimento della pioggia netta alla sezione di chiusura del bacino mediante l'utilizzo della formula razionale.

L'approccio adottato per la costruzione delle curve di probabilità pluviometrica è di tipo probabilistico indiretto e si basa sulla legge di distribuzione di probabilità a doppia componente TCEV in quanto non si hanno a disposizione campioni rappresentativi di portate o di altezze idrometriche.

L'analisi si fonda quindi sull'ipotesi di omogeneità idrologica della regione che consente di adottare i dati delle stazioni pluviometriche aventi almeno dieci anni di funzionamento anche non consecutivi, per tutto il territorio siciliano.

Lo studio è stato effettuato per i valori del tempo di ritorno di 100, 200 e 300 anni; assumendo che la portata abbia il medesimo tempo di ritorno della pioggia che l'ha generata (linearità della trasformazione), è possibile così valutare le portate per i medesimi tempi di ritorno.

8.1 LEGGE TCEV

La peculiarità del modello TCEV (Cannarozzo, D'asaro, Ferro, 1989) è quella di tradurre in termini statistici la differente provenienza degli estremi idrologici riconducendosi formalmente al prodotto di due funzioni di probabilità di tipo Gumbel. La prima denominata componente base assume valori non elevati ma frequenti, mentre la seconda genera elementi più rari ma mediamente più rilevanti, componente straordinaria.

La legge di distribuzione TCEV ha la seguente espressione:

$$P(x') = \exp \left\{ -\lambda_1 \left[\exp \left(-\frac{x}{\varphi_1} \right) \right] - \lambda_2 \left[\exp \left(-\frac{x}{\varphi_2} \right) \right] \right\} \quad (1)$$

in cui $P(x')$ è la probabilità di non superamento dell'altezza di pioggia x di durata t , con $\lambda_1, \lambda_2, \varphi_1, \varphi_2$ i quattro parametri della legge. In particolare λ_1 e λ_2 rappresentano il numero medio degli eventi, rispettivamente, della componente base e di quella straordinaria ($\lambda_1 \gg \lambda_2$) mentre φ_1 e φ_2 rappresentano le medie degli eventi (fattori di scala del fenomeno) appartenenti a ciascuna componente ($\varphi_2 \gg \varphi_1$). La stima dei quattro parametri è stata condotta con il metodo della massima verosimiglianza utilizzando una idonea procedura di regionalizzazione. La presenza dei quattro parametri conferisce al modello TCEV caratteristiche di maggiore "flessibilità" e ciò migliora l'adattamento alle singole serie, tuttavia vanno tenute in conto le maggiori difficoltà connesse al metodo di stima con la dimensione campionaria.

Se si introduce la variabile standardizzata y definita dalla seguente espressione:

$$y = \frac{x}{\varphi_1} - \ln \lambda_1 \quad (2)$$

La (2) assume la seguente espressione:

$$P(y) = \exp \left[-\exp(-y) - \Lambda^* \exp \left(-\frac{y}{\Theta^*} \right) \right] \quad (3)$$

in cui si è posto:

$$\Theta^* = \frac{\varphi_2}{\varphi_1} \quad (4)$$

$$\Lambda^* = \frac{\lambda_2}{\lambda_1 \frac{1}{\Theta^*}} \quad (5)$$

Nel primo livello di regionalizzazione si ipotizza che il coefficiente di asimmetria teorico G_t delle serie dei massimi annuali delle piogge di breve durata t sia costante in una regione molto ampia, denominata zona omogenea, alla quale vengono a competere due valori costanti dei parametri Λ^* e Θ^* .

Il secondo livello di regionalizzazione riguarda l'individuazione di sottozone omogenee interne a quelle individuate nel primo livello, nelle quali risulti costante oltre al coefficiente di asimmetria, anche il coefficiente di variazione della legge teorica. Le serie campionarie appartenenti ad una sottozona risultano costanti i tre parametri Λ^* , Θ^* , λ_1 del modello TCEV.

Introducendo così la variabile dimensionale $x' = x/\mu$ si giunge alla equazione della legge TCEV seguente:

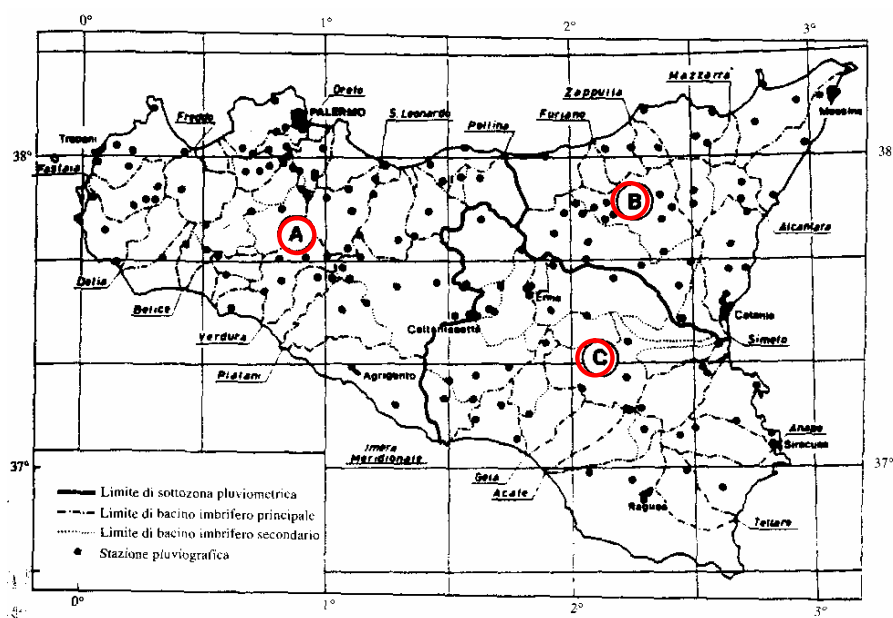
$$P(x') = \exp \left[\left[-\lambda_1 (\exp(\alpha_1)) \right]^{x'} - \Lambda^* \lambda_1^{\frac{1}{\Theta^*}} \left(\exp \left(\frac{\alpha_2}{\Theta^*} \right) \right) \right]^{-x'} \quad (6)$$

La variabile x' risulta così identicamente distribuita in ciascuna sottozona.

Il terzo livello di regionalizzazione, prevede la stima regionale del parametro centrale della distribuzione di probabilità (la media) e le grandezze prevalentemente geografiche relative al sito di misura.

In particolare la Sicilia è stata suddivisa in tre sottozone pluviometriche omogenee, (A,B,C) per ognuna delle quali è stata ricavata un'espressione approssimante la variazione del fattore di crescita con la durata della pioggia e il tempo di ritorno.

I bacini esaminati ricadono nella sottozona pluviometrica omogenea B come meglio riportato in figura 5:

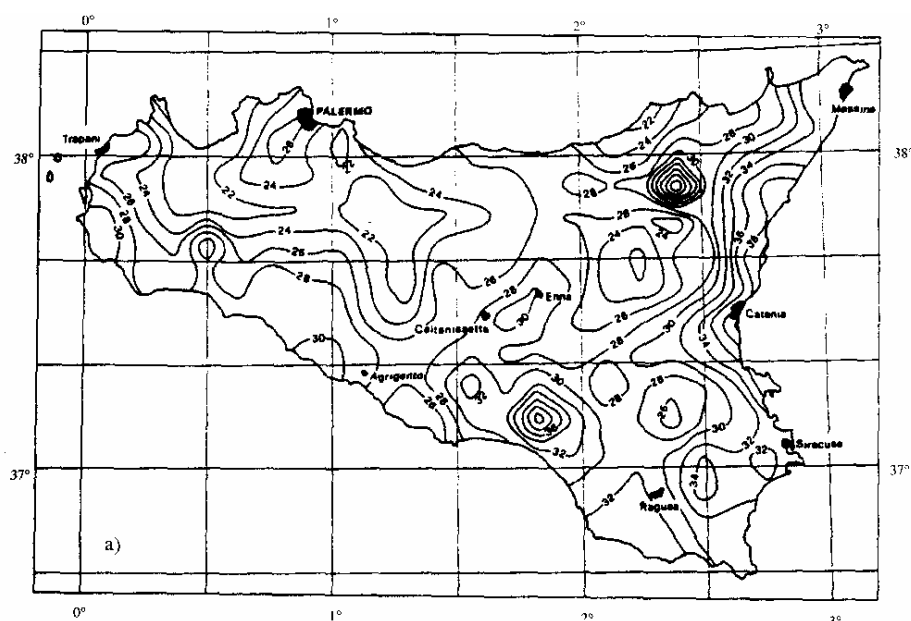


Sottozone omogenee della Sicilia

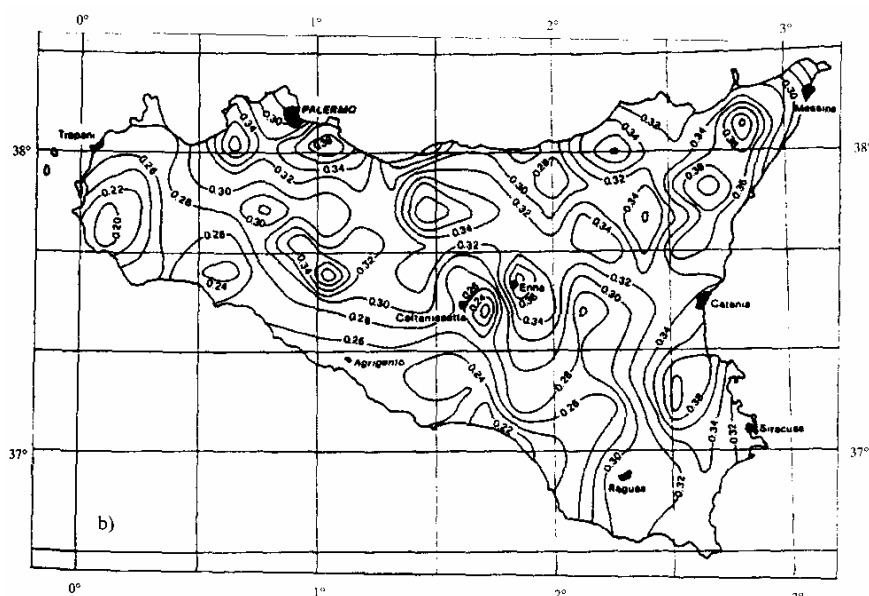
Per il calcolo della media m_t , è stata utilizzata una espressione del tipo:

$$\mu = at^n \quad (7)$$

nella quale a ed n sono dei parametri ricavati dalle curve iso-a, iso-n ricavate per la Sicilia. I coefficienti a ed n sono tabellati per tutte le stazioni pluviografiche siciliane, per i siti sprovvisti di stazioni misura possono essere stimati sulla base della carta delle iso-a ed iso-n.



Carta delle iso-a per la Sicilia



Carta delle iso-n per la Sicilia

Applicando le relazioni relative ai vari livelli di regionalizzazione si ricavano i valori di Λ^* , Θ^* , λ_1 e α

$$\Lambda^* = 0,175t^{0,30} \quad (7)$$

$$\Theta^* = 1,95 + 0,0284t \quad (8)$$

$$\lambda_1 = 12,40t^{0,1802} \quad (9)$$

$$\alpha = 3,3536 \cdot t^{0,0945} \quad (10)$$

8.2 MODELLO DI PIOGGIA NETTA

La trasformazione della pioggia lorda in pioggia netta è stata effettuata con il metodo SCS-CN del Curve Number, messo a punto e proposto dal Dipartimento dell' Agricoltura degli Stati Uniti e ben noto in letteratura.

Il metodo del Curve Number, fa parte dei modelli di formazione del deflusso superficiale, ed assume che il volume specifico di deflusso superficiale Q sia proporzionale alla precipitazione cumulata lorda P , depurata dall'assorbimento iniziale I_a , secondo il rapporto tra volume specifico infiltrato F e volume specifico di saturazione del terreno S

$$Q = (P - I_a) \frac{F}{S} \quad (11)$$

dove P è la pioggia cumulata lorda, I_a è l'assorbimento iniziale, F è il volume specifico infiltrato, S è il volume specifico di saturazione del terreno. I valori di S e di I_a si determinano con le seguenti relazioni:

$$S = 254 * \left(\frac{100}{CN} - 1 \right) \quad (12)$$

con

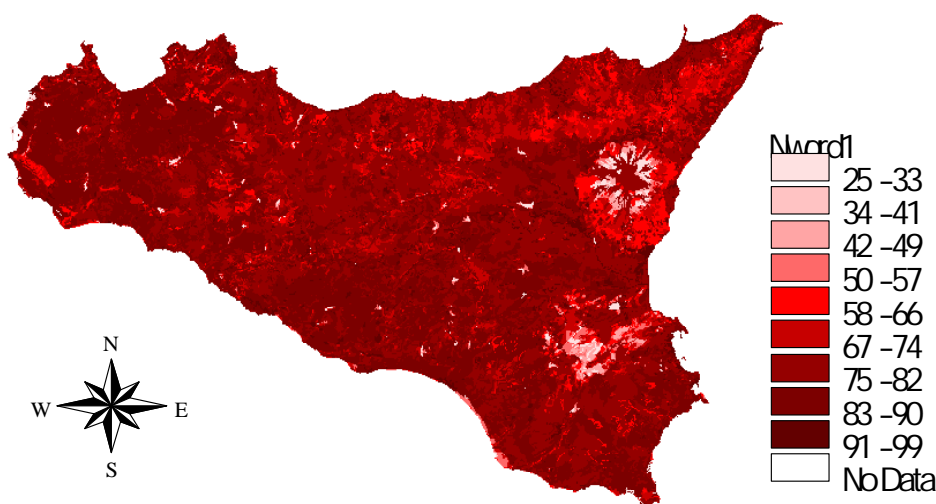
$$I_a = c * S \quad (13)$$

Assegnando al parametro c un valore pari a 0,2, il modello assume la forma monoparametrica nel solo parametro CN.

Il parametro CN è un fattore decrescente della permeabilità, intesa come caratteristica globale del tipo e dell'uso del suolo. La determinazione di CN è ottenuta in base ad un criterio associativo di tipo gerarchico in base al (a) grado di umidità del terreno prima dell'evento meteorico esaminato; (b) tipologia pedologica; (c) all'uso del suolo. Il fattore (a) fa sì che il metodo, che descrive un processo di produzione del deflusso di tipo prevalentemente hortoniano, possa in qualche modo tenere conto implicitamente del contenuto d'acqua del terreno tramite tre classi di umidità, AMC I, AMC II, AMC III,

definite secondo l'altezza di pioggia caduta nei cinque giorni precedenti l'evento esaminato.

Per ogni classe di AMC sono tabellate quattro classi di litologia e otto classi principali di uso del suolo. Le prime, denominate con A, B, C e D, si riferiscono rispettivamente alla classica suddivisione di terreno permeabile, poco permeabile, poco impermeabile, impermeabile; le seconde, otto, che comprendono ulteriori sotto classi, descrivono i vari usi del suolo, dal seminativo a solchi rettilinei al bosco fitto. Il passaggio da i valori di CN per la condizione AMC II a quella AMC I ed AMC III sono stati ottenuti (Hawkins ed altri, 1985), correlando i valori di S calcolati per il grado di umidità precedente AMC I ed AMC III con quelli ricavati dai valori di CN per AMC II.



Carta del CN per la Sicilia

Il valore del CN si ottiene per incrocio fra le caratteristiche idrologiche del suolo, e le caratteristiche di uso prevalente del suolo.

Si ottiene così una carta dei valori di CN dalla quale si può ricavare il valore medio del CN_{II} per il bacino in esame.

Per i bacini idrografici in particolare, è stato calcolato un valore medio areale risultato pari a 80.

Tenuto conto degli elevati valori di tempi di ritorno considerati si è utilizzato il valore di CN_{III} , relativo alle condizioni di terreno fortemente imbibito, determinato mediante la seguente formula:

$$CN_{III} = \frac{CN_{II}}{0.43 + 0.0057CN_{II}} \quad (14)$$

Ottenendo così un valore di CN_{III} pari a 90.

8.3 CALCOLO DELLA PORTATA DI PIENA

Il calcolo della portata di piena è stato effettuato con il metodo della corrivazione, basandosi sulle ipotesi secondo le quali la formazione della piena è dovuta unicamente ad un fenomeno di trasferimento della massa liquida; ogni singola goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende soltanto dalla posizione in cui essa è caduta; la velocità di ogni singola goccia non è influenzata dalla presenza delle altre gocce, cioè ognuna di esse scorre indipendentemente dalle altre; le linee isocorrive, cioè le linee che congiungono punti aventi uguale valore del tempo di corrivazione, si mantengono costanti durante l'evento al variare dell'intensità della pioggia; la portata defluente si ottiene sommando tra loro le portate elementari provenienti dalle singole aree del bacino che si presentano allo stesso istante nella sezione di chiusura.

Secondo tale metodo la portata massima Q_M è data da :

$$Q_M = \frac{i_e \cdot S}{360} \quad (15)$$

essendo:

Q_M = portata al colmo di piena [m^3/sec];

i = intensità di pioggia netta per una durata pari al tempo di corrivazione del bacino t_c [mm/h];

S = superficie del bacino [ha].

La determinazione dell'intensità di pioggia è possibile previa conoscenza del tempo di corrivazione del bacino.

Il tempo di corrivazione è una grandezza caratteristica di ogni bacino e corrisponde al tempo che impiega una goccia d'acqua caduta nel punto idraulicamente più sfavorito per raggiungere la sezione di chiusura.

La definizione di tempo di corrivazione consente di spiegare perché la piena si verifica proprio se l'evento meteorico ha una durata almeno pari al tempo di corrivazione, dato che in questo caso tutta l'area scolante contribuisce ai fini del deflusso superficiale.

Per il calcolo del suddetto tempo è stato adottato il criterio della velocità.

Il criterio della velocità, costituisce la più semplice metodologia per la stima del tempo di corrivazione, adottabile per i bacini di piccole dimensioni, mediante la formula:

$$tc = \frac{L}{V} \quad (16)$$

dove L è la lunghezza del percorso idraulicamente più lungo che deve seguire la particella d'acqua per raggiungere la sezione di chiusura e stabilire una velocità media di trasferimento, v [m/s], della particella nel suddetto percorso, che convenzionalmente è stata posta pari ad 1,5 [m/sec].

Di seguito vengono riportati i tempi di corrivazione dei bacini presi in esame:

bacino	Tempo di corrivazione [h]
A	0,26
B	0,13

– tempi di corrivazione dei bacini esaminati

Dall' analisi dei suddetti tempi di corrivazione è emerso che per i bacini esaminati tale tempo risulta essere inferiore all' ora.

Per determinare quindi l'altezza di pioggia relativa ai bacini, la curva di probabilità pluviometrica costruita con riferimento alle piogge aventi durata compresa tra 1 e 24 ore non può essere estrapolata per valori della durata t inferiore ad 1 ora.

E' stato dimostrato che il rapporto tra l'altezza di pioggia $h_{t,T}$, con t minore di 60 minuti, e l'altezza di pioggia $h_{60,T}$ di durata 60 minuti e pari tempo di ritorno T è dipendente solo dalla durata t espressa in minuti:

$h_{t,T}/h_{60,T}=f(t)$ avendo indicato con f un simbolo funzionale.

	T=50 anni	T=100 anni	T=200 anni	T=300 anni
Q (m³/sec)	1,9	2,3	2,6	3,2

sottobacino A

	T=50 anni	T=100 anni	T=200 anni	T=300 anni
Q (m³/sec)	1,7	2	2,4	3,00

sottobacino B

TRASFORMAZIONE AFFLUSSI DEFLUSSI

Calcolo idrogrammi di piena

Il calcolo degli idrogrammi di piena è stato effettuato con il metodo della corrivazione, basandosi sulle ipotesi secondo le quali la formazione della piena è dovuta unicamente ad un fenomeno di trasferimento della massa liquida; ogni singola goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende soltanto dalla posizione in cui essa è caduta; la velocità di ogni singola goccia non è influenzata dalla presenza delle altre gocce, cioè ognuna di esse scorre indipendentemente dalle altre; le linee isocorive, cioè le linee che congiungono punti aventi uguale valore del tempo di corrivazione, si mantengono costanti durante l'evento al variare dell'intensità della pioggia; la portata defluente si ottiene sommando tra loro le portate elementari provenienti dalle singole aree del bacino che si presentano allo stesso istante nella sezione di chiusura.

La determinazione dell'intensità di pioggia è possibile previa conoscenza del tempo di corrivazione del bacino.

Il tempo di corrivazione è una grandezza caratteristica di ogni bacino e corrisponde al tempo che impiega una goccia d'acqua caduta nel punto idraulicamente più sfavorito per raggiungere la sezione di chiusura.

La definizione di tempo di corrivazione consente di spiegare perché la piena si verifica proprio se l'evento meteorico ha una durata almeno pari al tempo di corrivazione, dato che in questo caso tutta l'area scolante contribuisce ai fini del deflusso superficiale. Il concetto di tempo di corrivazione permette anche di giustificare perché nei piccoli bacini aventi una estensione di qualche migliaio di Km² le piogge responsabili delle piene hanno durate dell'ordine delle 24 ore e, infine, nei bacini idrografici con superficie dell'ordine di diverse migliaia di Km² le piene sono provocate da piogge che durano anche alcuni giorni.

Si sono calcolati dunque i valori delle intensità di pioggia date dal rapporto fra l'altezza di pioggia ed il relativo tempo di corrivazione, ottenendo gli ietogrammi netti per ogni tempo di ritorno.

8 DIMENSIONAMENTO ATTRAVERSAMENTI STRADALI

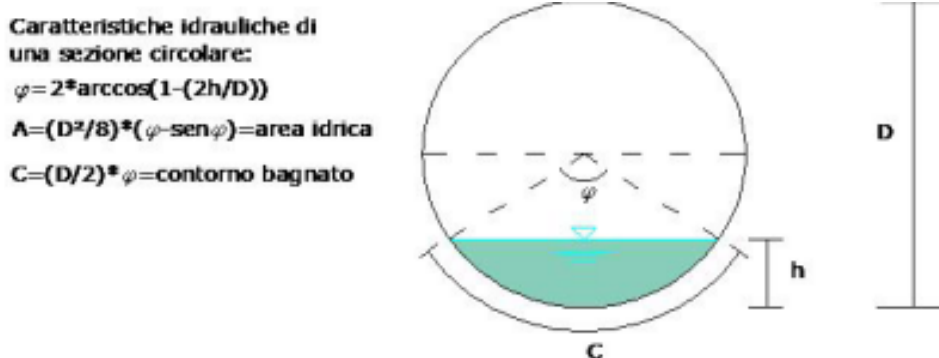
Come descritto precedentemente nell'area di intervento sono stati previsti degli interventi di tipo idraulico che possono essere sintetizzato schematicamente in:

- a) opere di ripristino degli attraversamenti stradali;
- b) opere di sistemazione dei punti di innesto dei sistemi canali di gronda- trincee drenanti.

Dimensionamento tubazione in HDPE – Attraversamenti stradali d,e,f

Nell' area di progetto sono presenti n.3 attraversamenti stradali codificati come (d,e,f).

Il dimensionamento della tubazione da posizionare al di sotto dei suddetti attraversamenti stradali è stato condotto tenendo conto delle formule:



Dimensionamento tubazione in HDPE – Attraversamento stradale e

Q [m ³ /sec]	D _{int} [m]	C [m ^{1/3} /s]	i [%]
3,2	0,8	120	3

% riempimento	gradi	rad.	Area defl.	Cont. Bagn.	R idr.	Portata (mc/s)
5%	51.68	0.90	0.03	0.36	0.07	0.09
10%	73.74	1.29	0.05	0.51	0.10	0.22
15%	91.15	1.59	0.08	0.64	0.12	0.38
20%	106.26	1.85	0.10	0.74	0.14	0.55
25%	120.00	2.09	0.13	0.84	0.15	0.74
30%	132.84	2.32	0.15	0.93	0.16	0.93
35%	145.08	2.53	0.18	1.01	0.17	1.14
40%	156.93	2.74	0.20	1.10	0.18	1.35
45%	168.52	2.94	0.23	1.18	0.19	1.57
50%	180.00	3.14	0.25	1.26	0.20	1.79
55%	191.48	3.34	0.28	1.34	0.21	2.01
60%	203.07	3.54	0.30	1.42	0.21	2.23
65%	214.92	3.75	0.33	1.50	0.22	2.46
70%	227.16	3.96	0.35	1.59	0.22	2.68
75%	240.00	4.19	0.38	1.68	0.22	2.90
80%	253.74	4.43	0.40	1.77	0.23	3.11
85%	268.85	4.69	0.43	1.88	0.23	3.31
90%	286.26	5.00	0.45	2.00	0.23	3.49
95%	308.32	5.38	0.48	2.15	0.22	3.64
100%	360.00	6.28	0.50	2.51	0.20	3.57

Dimensionamento tubazione in HDPE – Attraversamento stradale d

Q [m ³ /sec]	D _{int} [m]	C [m ^{1/3} /s]	i [%]
3,0	0,8	120	3

% riempimento	gradi	rad.	Area defl.	Cont. Bagn.	R idr.	Portata (mc/s)
5%	51.68	0.90	0.03	0.36	0.07	0.09
10%	73.74	1.29	0.05	0.51	0.10	0.22
15%	91.15	1.59	0.08	0.64	0.12	0.38
20%	106.26	1.85	0.10	0.74	0.14	0.55
25%	120.00	2.09	0.13	0.84	0.15	0.74
30%	132.84	2.32	0.15	0.93	0.16	0.93
35%	145.08	2.53	0.18	1.01	0.17	1.14
40%	156.93	2.74	0.20	1.10	0.18	1.35
45%	168.52	2.94	0.23	1.18	0.19	1.57
50%	180.00	3.14	0.25	1.26	0.20	1.79
55%	191.48	3.34	0.28	1.34	0.21	2.01
60%	203.07	3.54	0.30	1.42	0.21	2.23
65%	214.92	3.75	0.33	1.50	0.22	2.46
70%	227.16	3.96	0.35	1.59	0.22	2.68
75%	240.00	4.19	0.38	1.68	0.22	2.90
80%	253.74	4.43	0.40	1.77	0.23	3.11
85%	268.85	4.69	0.43	1.88	0.23	3.31
90%	286.26	5.00	0.45	2.00	0.23	3.49
95%	308.32	5.38	0.48	2.15	0.22	3.64
100%	360.00	6.28	0.50	2.51	0.20	3.57

(in giallo i valori di tirante relativi a T=200 anni ed in azzurro i valori relativi a T=300 anni).

Dimensionamento tubazione in HDPE – Attraversamento stradale f

Per l'attraversamento stradale f in maniera cautelativa si è scelto di dimensionarlo ipotizzando che in quella sezione vi giunga una portata pari a 2,3 m³/sec.

Q [m ³ /sec]	D _{int} [m]	C [m ^{1/3} /s]	i [%]
3,0	0,8	120	3

% riempimento	gradi	rad.	Area defl.	Cont. Bagn.	R idr.	Portata (mc/s)
5%	51.68	0.90	0.03	0.36	0.07	0.09
10%	73.74	1.29	0.05	0.51	0.10	0.22
15%	91.15	1.59	0.08	0.64	0.12	0.38
20%	106.26	1.85	0.10	0.74	0.14	0.55
25%	120.00	2.09	0.13	0.84	0.15	0.74
30%	132.84	2.32	0.15	0.93	0.16	0.93
35%	145.08	2.53	0.18	1.01	0.17	1.14
40%	156.93	2.74	0.20	1.10	0.18	1.35
45%	168.52	2.94	0.23	1.18	0.19	1.57
50%	180.00	3.14	0.25	1.26	0.20	1.79
55%	191.48	3.34	0.28	1.34	0.21	2.01
60%	203.07	3.54	0.30	1.42	0.21	2.23
65%	214.92	3.75	0.33	1.50	0.22	2.46
70%	227.16	3.96	0.35	1.59	0.22	2.68
75%	240.00	4.19	0.38	1.68	0.22	2.90
80%	253.74	4.43	0.40	1.77	0.23	3.11
85%	268.85	4.69	0.43	1.88	0.23	3.31
90%	286.26	5.00	0.45	2.00	0.23	3.49
95%	308.32	5.38	0.48	2.15	0.22	3.64
100%	360.00	6.28	0.50	2.51	0.20	3.57

(in giallo i valori di tirante relativi a T=200 anni ed in azzurro i valori relativi a T=300 anni).

Verifiche punti di innesto sistema trincee drenanti - canale di gronda

In progetto sono o previsti n. 5 punti di innesto del sistema trincee drenanti-canale di gronda che per semplicità verranno denominati (a,b,c,g,h) come meglio specificato in planimetria di progetto.

La verifica dei suddetti punti di innesto è stata condotta considerando le correnti in moto uniforme.

In realtà le correnti in moto nei fossi e più in generale negli alvei naturali non sono mai rigorosamente uniformi.

Esse vengono trattate come uniformi perché, si riscontrano frequentemente tronchi anche abbastanza lunghi, in cui la pendenza del pelo libero, la sezione idrica e la velocità sono soggette a variazioni trascurabili.

In condizioni di moto uniforme la legge di resistenza è espressa dall'equazione di Chezy:

$$V = \chi \sqrt{Ri}$$

in cui V è la velocità media in condizioni di moto uniforme (m/s), χ è il coefficiente di Chezy ($m^{1/2}/s$), R il raggio idraulico (m), pari al rapporto tra la sezione idrica σ (m^2) ed il suo contorno bagnato C (m) e i è la pendenza del fondo alveo.

Per il coefficiente χ della formula di Chezy le espressioni più comunemente adottate sono:

$$\text{Bazin } \chi = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}};$$

in cui si è indicato con γ ($m^{1/2}$) l'indice di scabrezza di Bazin;

$$\text{Kutter: } \chi = \frac{100}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}}$$

in cui si è indicato con m (m^{1/2}) l'indice di scabrezza di Kutter

$$\text{Strickler } \chi = cR^{1/6}$$

in cui si è indicato con c (m^{1/3}/s) l'indice di scabrezza di Strickler.

Il valore di portata Q, si ricava da:

$$Q = \sigma(h_o) \chi(h_o) \sqrt{R(h_o) i}$$

in cui $\sigma(h_o)$, $\chi(h_o)$, $R(h_o)$ sono rispettivamente, i valori della sezione idrica, del coefficiente di Chezy e del raggio idraulico corrispondenti al tirante idrico di moto uniforme h_o .

Data la forma e le dimensioni della sezione trasversale, nota la scabrezza e la pendenza, si determina il valore di h_o relativo alla corrente di moto uniforme di nota portata Q.

I dati geometrici imputati vengono riportati nella tabella sottostante.

Innesto A

H [m]	b[m]	B[m]	I[%]	K[m ^{1/3} /s]	Q[m ³ /s]
1,20	0,60	2,20	15	40	3,2

Adottando il modello prima descritto si ottengono i seguenti risultati.

H defl (cm)	Contorno bagnato	Area deflusso (mq)	Raggio idraulico (ml)	Portata (mc/sec)
6	73.86	0.038	0.052	0.040859
12	87.71	0.080	0.092	0.126382
18	101.57	0.127	0.125	0.245036
24	115.43	0.177	0.154	0.393737
30	129.28	0.232	0.179	0.571579
36	143.14	0.291	0.203	0.778556
42	156.99	0.354	0.225	1.015094
48	170.85	0.421	0.246	1.28185
54	184.71	0.492	0.267	1.57961
60	198.56	0.568	0.286	1.909235
66	212.42	0.647	0.305	2.271628
72	226.28	0.731	0.323	2.667716
78	240.13	0.819	0.341	3.098441
84	253.99	0.911	0.359	3.56475
90	267.85	1.008	0.376	4.067591
96	281.70	1.108	0.393	4.60791
102	295.56	1.213	0.410	5.186648
108	309.42	1.321	0.427	5.804743
114	323.27	1.434	0.444	6.463124
120	337.13	1.551	0.460	7.162715

(in giallo i valori di tirante relativi a T=200 anni ed in azzurro i valori relativi a T=300 anni).

Per la valutazione della portata che giunge nei punti di innesto b, c, ci si è posti nelle condizioni più cautelative ovvero si è ipotizzato che in tali punti giunga una portata pari a quella del sottobacino A, ovvero pari a 2,6 m³/Sec

Innesto B

H [m]	b[m]	B[m]	I[%]	K[m ^{1/3} /s]	Q[m ³ /s]
2,00	0,70	3,20	15	40	3,2

Adottando il modello prima descritto si ottengono i seguenti risultati.

H defl (cm)	Contorno bagnato	Area deflusso (mq)	Raggio idraulico (ml)	Portata (mc/sec)
10	106.05	0.085	0.080	0.244771
20	142.09	0.200	0.141	0.838224
30	178.14	0.345	0.194	1.788651
40	214.18	0.520	0.243	3.134199
50	250.23	0.725	0.290	4.916253
60	286.28	0.960	0.335	7.175963
70	322.32	1.225	0.380	9.953473
80	358.37	1.520	0.424	13.28778
90	394.41	1.845	0.468	17.21674
100	430.46	2.199	0.511	21.77717
110	466.51	2.584	0.554	27.0049
120	502.55	2.999	0.597	32.9349
130	538.60	3.444	0.639	39.60131
140	574.65	3.919	0.682	47.03751
150	610.69	4.424	0.724	55.2762
160	646.74	4.959	0.767	64.34946
170	682.78	5.523	0.809	74.28875
180	718.83	6.118	0.851	85.12499
190	754.88	6.743	0.893	96.88858
200	790.92	7.398	0.935	109.6094

(in giallo i valori di tirante relativi a T=200 anni ed in azzurro i valori relativi a T=300 anni).

Innesto C

H [m]	b[m]	B[m]	I[%]	K[m ^{1/3} /s]	Q[m ³ /s]
1,60	2,00	5,10	15	40	3,2

Adottando il modello prima descritto si ottengono i seguenti risultati.

H defl (cm)	Contorno bagnato	Area deflusso (mq)	Raggio idraulico (ml)	Portata (mc/sec)
8	219.08	0.164	0.075	0.451997
16	238.16	0.337	0.141	1.415061
24	257.23	0.517	0.201	2.751733
32	276.31	0.706	0.256	4.409197
40	295.39	0.904	0.306	6.358882
48	314.47	1.110	0.353	8.583842
56	333.54	1.324	0.397	11.07373
64	352.62	1.546	0.438	13.82229
72	371.70	1.777	0.478	16.82601
80	390.78	2.016	0.516	20.08322
88	409.86	2.263	0.552	23.59359
96	428.93	2.518	0.587	27.35774
104	448.01	2.782	0.621	31.37702
112	467.09	3.055	0.654	35.65333
120	486.17	3.335	0.686	40.18895
128	505.24	3.624	0.717	44.98651
136	524.32	3.921	0.748	50.04887
144	543.40	4.227	0.778	55.3791
152	562.48	4.540	0.807	60.98041
160	581.56	4.862	0.836	66.85612

(in giallo i valori di tirante relativi a T=200 anni ed in azzurro i valori relativi a T=300 anni).

Innesto g

H [m]	b[m]	B[m]	I[%]	K[m ^{1/3} /s]	Q[m ³ /s]
1,00	0,9	2,10	15	40	3,2

Adottando il modello prima descritto si ottengono i seguenti risultati.

H defl (cm)	Contorno bagnato	Area deflusso (mq)	Raggio idraulico (ml)	Portata (mc/sec)
5	105.59	0.048	0.045	0.094684
10	121.18	0.102	0.084	0.303297
15	136.77	0.162	0.118	0.60474
20	152.36	0.228	0.150	0.994433
25	167.95	0.300	0.178	1.472035
30	183.54	0.378	0.206	2.038992
35	199.13	0.462	0.232	2.697636
40	214.72	0.551	0.257	3.450773
45	230.31	0.647	0.281	4.301471
50	245.90	0.749	0.305	5.252948
55	261.49	0.857	0.328	6.308503
60	277.08	0.971	0.350	7.471471
65	292.67	1.090	0.373	8.745206
70	308.26	1.216	0.394	10.13306
75	323.85	1.348	0.416	11.63836
80	339.43	1.485	0.438	13.26443
85	355.02	1.629	0.459	15.01456
90	370.61	1.779	0.480	16.89202
95	386.20	1.934	0.501	18.90004
100	401.79	2.096	0.522	21.04185

(in giallo i valori di tirante relativi a T=200 anni ed in azzurro i valori relativi a T=300 anni).

Innesto h

H [m]	b[m]	B[m]	I[%]	K[m ^{1/3} /s]	Q[m ³ /s]
1,00	1,20	3,50	15	40	3,00

Adottando il modello prima descritto si ottengono i seguenti risultati

(in giallo i valori di tirante relativi a T=200 anni ed in azzurro i valori relativi a T=300 anni).

H defl (cm)	Contorno bagnato	Area deflusso (mq)	Raggio idraulico (ml)	Portata (mc/sec)
5	130.96	0.061	0.047	0.061375
10	141.93	0.124	0.088	0.190377
15	152.89	0.190	0.124	0.366863
20	163.85	0.258	0.157	0.582647
25	174.82	0.328	0.188	0.83305
30	185.78	0.400	0.216	1.11511
35	196.74	0.475	0.241	1.426851
40	207.71	0.552	0.266	1.766919
45	218.67	0.631	0.289	2.134379
50	229.63	0.712	0.310	2.528584
55	240.60	0.796	0.331	2.949099
60	251.56	0.882	0.351	3.395639
65	262.53	0.970	0.369	3.86804
70	273.49	1.060	0.388	4.366222
75	284.45	1.153	0.405	4.890177
80	295.42	1.248	0.422	5.439949
85	306.38	1.345	0.439	6.015627
90	317.34	1.444	0.455	6.617333
95	328.31	1.546	0.471	7.245216
100	339.27	1.649	0.486	7.89945

Innesto i

H [m]	b[m]	B[m]	I[%]	K[m ^{1/3} /s]	Q[m ³ /s]
1,00	0,30	1,30	15	40	3,0

Adottando il modello prima descritto si ottengono i seguenti risultati.

H defl (cm)	Contorno bagnato	Area deflusso (mq)	Raggio idraulico (ml)	Portata (mc/sec)
5	43.54	0.017	0.040	0.031155
10	57.08	0.039	0.069	0.10154
15	70.63	0.066	0.093	0.208146
20	84.17	0.097	0.115	0.352975
25	97.71	0.132	0.135	0.538879
30	111.25	0.172	0.155	0.768918
35	124.79	0.217	0.174	1.046177
40	138.33	0.266	0.192	1.373706
45	151.88	0.320	0.211	1.754503
50	165.42	0.378	0.229	2.191502
55	178.96	0.441	0.247	2.687579
60	192.50	0.509	0.264	3.245548
65	206.04	0.581	0.282	3.868166
70	219.58	0.657	0.299	4.55814
75	233.13	0.739	0.317	5.318123
80	246.67	0.824	0.334	6.150724
85	260.21	0.915	0.352	7.058507
90	273.75	1.010	0.369	8.043995
95	287.29	1.109	0.386	9.10967
100	300.84	1.213	0.403	10.25798

(in giallo i valori di tirante relativi a T=200 anni ed in azzurro i valori relativi a T=300 anni).

