

PROPONENTE

Repower Renewable Spa

Via Lavaredo, 44
30174 Mestre (VE)

REPOWER
L'energia che ti serve.

PROGETTAZIONE



Sinergo Spa - via Ca' Bembo 152
30030 - Maerne di Martellago - Venezia - Italy
tel 041.3642511 - fax 041.640481

sinergospa.com - info@sinergospa.com

Numero di commessa interno progettazione: 20032

Progettista :
Ing. Filippo Bittante



TENPROJECT

Tenproject Srl - via De Gasperi 61
82018 S. Giorgio del Sannio (BN)
t +39 0824 337144 - f +39 0824 49315
tenproject.it - info@tenproject.it

N° COMMESSA

1443

PARCO EOLICO "BORGO CHITARRA"
LIBERO CONSORZIO COMUNALE DI TRAPANI
COMUNI DI MAZARA DEL VALLO E MARSALA

PROGETTO DEFINITIVO PER AUTORIZZAZIONE

ELABORATO

STUDIO DI COMPATIBILITA' IDROLOGICA E IDRAULICA
RELAZIONE IDRAULICA

CODICE ELABORATO

0.6.0

NOME FILE

1443-PD_A_0.6.0_DOC_r00

REV.	DATA	DESCRIZIONE REVISIONE	REDATTO	VERIFICA	APPROVAZIONE
00	Marzo/2021	PRIMA EMISSIONE	SL	Geom. E. Cossalter	Ing. Filippo Bittante

INDICE

1. PREMESSA	2
2. STATO DEI LUOGHI	3
3. CRITERI DI CALCOLO DELLE OPERE IDRAULICHE	5
3.1 Calcolo delle altezze di pioggia di assegnato tempo di ritorno	5
3.2 Determinazione del tempo di ritorno T	9
3.3 Applicazione del metodo tcev al caso in studio	10
3.4 Calcolo delle portate bianche e verifiche idrauliche	12
3.5 Calcolo delle portate al colmo di piena di assegnato tempo di ritorno	13
3.6 Determinazione caratteristiche dei bacini	13
3.7 Bacino 3	16
3.8 Bacino 4	19
3.9 Bacino 5	21
4. VERIFICHE IDRAULICHE TUBI ARMCO DI PROGETTO	25
4.1 Verifica tubo armco sotteso al bacino 3	26
4.2 Verifica tubo armco sotteso al bacino 4	27
4.3 Verifica tubo armco sotteso al bacino 5	28
4.4 Canali di gronda	29

1. PREMESSA

La presente relazione idrogeologica riguarda gli interventi previsti nell'ambito della realizzazione di un impianto eolico costituito da otto aerogeneratori della potenza di 6,00 MW ciascuno, per una potenza complessiva di 48 MW, da installare nel comune di Mazara del Vallo (TP) in località "Borgo Chitarra" e con opere di connessione ricadenti anche nel comune di Marsala (TP).

Proponente dell'iniziativa è la società Repower Renewable SpA.

Catastalmente l'area dove sono previsti gli aerogeneratori si inquadra tra i fogli nn. 6-10-16-17-18-19-20-32 del comune di Mazara del Vallo. Il sito è ubicato a nord del centro abitato di Mazara del Vallo, dal quale l'aerogeneratore più vicino dista oltre 12 km.

Gli aerogeneratori sono collegati tra di loro mediante un cavidotto in media tensione interrato (detto "cavidotto interno"). A partire dalla Torre A08 è prevista la posa di un cavidotto in media tensione interrato (detto "cavidotto esterno") per il collegamento dell'impianto eolico con la sottostazione di trasformazione e consegna 30/220 kV di progetto (in breve SE di utenza) prevista in agro di Marsala (TP) sulla particella 53 del foglio catastale 189. Il cavidotto sia interno che esterno segue per la quasi totalità strade e piste esistenti, e solo per brevi tratti si sviluppa su terreni.

La SE di utenza sarà realizzata all'interno di un'area in condivisione con altri produttori e che costituisce anch'essa opera di progetto. Dallo stallo in condivisione previsto all'intero di tale area, un cavo AT interrato a 220 kV collegherà in antenna il "condominio di connessione" con l'adiacente Stazione Elettrica di Smistamento a 220 kV denominata "Partanna 2", attualmente in fase di costruzione con inserimento in entra - esce sulla linea RTN a 220 kV "Fulgatore - Partanna".

Per la connessione dell'impianto eolico di Borgo Chitarra è prevista la realizzazione delle seguenti opere di rete anch'esse parte del presente progetto:

- L'ampliamento della SE esistente 220 kV di Partanna;
- L'elettrodotto RTN a 220 kV per il collegamento tra la costruenda SE "Partanna 2" e il suddetto ampliamento della SE 220 kV di Partanna.

Completano il quadro delle opere da realizzare una serie di adeguamenti temporanei alle strade esistenti necessari a consentire il passaggio dei mezzi eccezionali di trasporto delle strutture costituenti gli aerogeneratori. In fase di realizzazione dell'impianto sarà necessario predisporre un'area logistica di cantiere con le funzioni di stoccaggio materiali e strutture, ricovero mezzi, disposizione dei baraccamenti necessari alle maestranze (fornitore degli aerogeneratori, costruttore delle opere civili ed elettriche) e alle figure deputate al controllo della realizzazione (Committenza dei lavori, Direzione Lavori, Coordinatore della Sicurezza in fase di esecuzione, Collaudatore).

Nell'ambito dei lavori sono state previste delle opere di protezione e regimentazione idrauliche al fine di salvaguardare il reticolo idrografico presente nei luoghi.

Le scelte progettuali sono state condotte in modo tale da avere opere ad "impatto zero" sull'esistente reticolo idrografico, recapitando le acque superficiali convogliate dai fossi di guardia presso gli impluvi ed i solchi di erosione naturali esistenti.

L'obiettivo che si vuole raggiungere è quello di intercettare e allontanare tempestivamente le acque di scorrimento superficiale all'interno della zona oggetto di intervento, al fine di garantire la vita utile delle opere civili, riducendo le operazioni di manutenzione al minimo indispensabile.

La presente relazione ha lo scopo di verificare dal punto di vista idraulico tutte le sezioni delle strutture di progetto tenendo conto delle portate di progetto dei bacini idrografici sottesi, al fine di garantire un corretto smaltimento delle acque.

2. STATO DEI LUOGHI

Il bacino idrografico sotteso dall'area dell'impianto eolico di progetto è costituito totalmente da terreno di natura agricola.

Gli impluvi esistenti sono costituiti da insenature naturali che si sono formate nel corso dei tempi.

Gli aerogeneratori di progetto ricadono tutti sul territorio comunale di Mazara del Vallo (TP) in località Borgo Chitarra, su un'area posta a Nord del centro urbano ad una distanza di circa 12 km in linea d'aria da esso.

Il tracciato del cavidotto esterno attraversa anche il territorio di Marsala (TP) sul cui territorio è prevista la stazione di utenza e il tracciato del cavidotto AT.

Le opere per la connessione (ampliamento della stazione Partanna ed elettrodotto di collegamento tra tale ampliamento e la costruenda SE "Partanna 2") interessano anche il territorio di comuni di Salemi (TP), Castelvetro (TP), Santa Ninfea (TP) e Partanna (TP).

Dal punto di vista cartografico l'impianto eolico con le opere di utenza di connessione si inquadra sui seguenti fogli IGM in scala 1:25000:

- 605-II - Santi Filippo e Giacomo;
- 606-III - Salemi;
- 617-I - Strasatti.

Rispetto alla cartografia dell'IGM in scala 1:50000, sono interessati i seguenti fogli:

- 605 - Paceco
- 606 - Alcamo
- 617 - Marsala

Dal punto di vista catastale, la base degli aerogeneratori ricade sulle seguenti particelle del comune di Mazara del Vallo (TP):

- Aerogeneratore A01 foglio 16 p.lle 86-87
- Aerogeneratore A02 foglio 17 p.lle 490-491-653
- Aerogeneratore A03 foglio 18 p.lle 5-6
- Aerogeneratore A04 foglio 6 p.lle 8-191-192
- Aerogeneratore A05 foglio 32 p.la 46
- Aerogeneratore A06 foglio 19 p.la 154
- Aerogeneratore A07 foglio 20 p.la 117
- Aerogeneratore A08 foglio 10 p.la 37

L'area temporanea di cantiere è prevista sulla particella 55 del foglio 8 del comune di Mazara del Vallo (TP).

Il cavidotto interno attraversa i seguenti fogli catastali:

- Comune di Mazara del Vallo (TP): fogli nn. 4-6-8-10-16-17-18-19-20-32.

Il cavidotto esterno attraversa i seguenti fogli catastali:

- Comune di Mazara del Vallo (TP): fogli nn. 9-10-22
- Comune di Marsala (TP): fogli nn. 188-189

La SE di utenza con l'area in condivisione con gli altri produttori ricadono sul foglio 189 del comune di Marsala (TP) e interessa la particella 53, mentre il cavidotto in alta tensione interessa le particelle 53-169-193 del foglio 189 dello stesso comune.

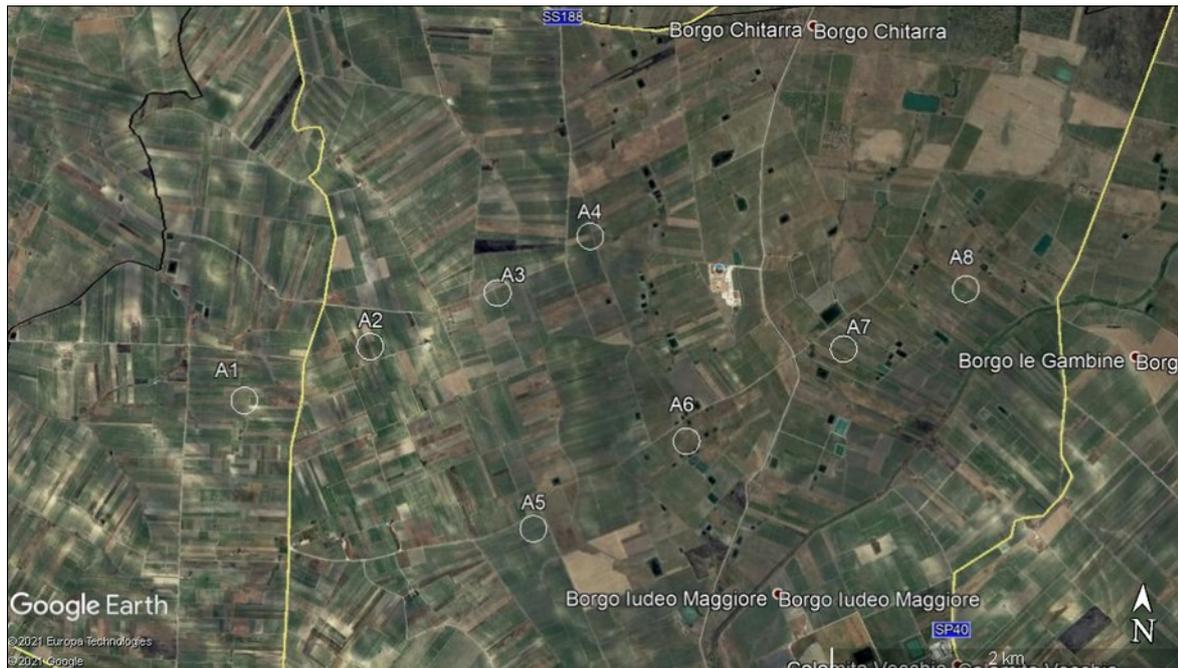
Di seguito viene riportata l'immagine Google dei luoghi oggetto di intervento.

STUDIO DI COMPATIBILITA' IDROLOGICA E IDRAULICA - RELAZIONE IDRAULICA

REALIZZAZIONE IMPIANTO EOLICO "BORGO CHITARRA"

MAZARA DEL VALLO E MARSALA (TP)

PROGETTO DEFINITIVO



Area impianto Borgo Chitarra

3. CRITERI DI CALCOLO DELLE OPERE IDRAULICHE

Nel Con riferimento agli obiettivi e ai criteri di valutazione suddetti si richiamano alcuni criteri di base utilizzati nella scelta delle diverse soluzioni individuate, al fine di migliorare l'inserimento dell'infrastruttura nel territorio senza tuttavia trascurare i criteri di rendimento energetico determinati dalle migliori condizioni anemometriche:

- Rispetto dell'orografia del terreno (limitazione delle opere di scavo/riporto) prediligendo l'ubicazione delle opere su aree con pendenze minime in modo da limitare le alterazioni morfologiche;
- Massimo riutilizzo della viabilità esistente e disposizione delle piazzole di montaggio per quanto possibile in adiacenza a strade e piste esistenti in modo da limitare gli interventi di nuova viabilità;
- Realizzazione della nuova viabilità (ridotta a brevi tratti) rispettando l'orografia del terreno e secondo la tipologia esistente in zona o attraverso modalità di realizzazione che tengono conto delle caratteristiche percettive generali del sito;

La durabilità sia dell'area che delle strutture dello stesso impianto, devono essere garantiti da un sistema idraulico efficace di allontanamento e drenaggio delle acque meteoriche.

Nella previsione delle opere di regimentazione idraulica si è intervenuti tenendo conto di mantenere in primis le condizioni di equilibrio idrogeologico preesistenti prima della realizzazione degli interventi e nello stesso momento si è cercato di proteggere le opere civili presenti all'interno della zona in oggetto e la relativa viabilità attraverso la realizzazione di una adeguata rete di smaltimento.

Si precisa che gli interventi previsti sono quelli che riguardano la realizzazione e o l'adeguamento delle stradelle esistenti e la rete di smaltimento delle acque della stazione elettrica utente.

Le piazzole di progetto degli aerogeneratori, saranno realizzate con materiali drenanti, avranno dimensioni contenute, seguiranno l'andamento orografico originario e non variano assolutamente il reticolo idrografico preesistente e pertanto non sono state previste opere di protezione idraulica.

La progettazione idraulica delle opere previste in progetto richiede come elemento fondamentale la conoscenza della cosiddetta portata di progetto relativa alla sezione del bacino sotteso.

Nei bacini in cui non si dispone di misure di portata, si ricorre a modelli matematici di tipo indiretto che consentono, a partire dagli afflussi meteorici registrati sul bacino, di ricostruire i deflussi alla sezione terminale dello stesso.

Il processo di trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi dipende da una notevole molteplicità di fattori, tra i quali la distribuzione spazio-temporale della pioggia e le grandezze caratteristiche delle superfici interessate dall'evento meteorico quali l'impermeabilità e la scabrezza.

Il metodo adottato nella presente relazione è un modello indiretto per la stima della portata di massima piena di assegnato tempo di ritorno.

3.1. Calcolo delle altezze di pioggia di assegnato tempo di ritorno

Per il dimensionamento delle opere idrauliche si fa riferimento alla sezione del bacino sotteso dell'area in esame.

La grandezza di riferimento da prendere in considerazione per la valutazione delle portate è data dalla valutazione del tempo di corrvazione tc.

Il tempo di corrivazione t_c è il tempo che occorre alla generica goccia di pioggia caduta nel punto idraulicamente più lontano a raggiungere la sezione di chiusura del bacino in esame.

La letteratura specialistica, propone diverse formule empiriche per la valutazione del tempo di corrivazione t_c .

La dimensione dei bacini 3 e 4 risulta essere media e pertanto allo scopo di non commettere errori grossolani nella valutazione del tempo di corrivazione t_c si prendono in considerazione diverse formule.

Le formule più usate in letteratura sono le seguenti:

- Formula di Pezzoli

$$t_c = \frac{0,055L}{i^{0,5}} \text{ (ore)}$$

- Formula di Ventura

$$t_c = 0,1272 \sqrt{\frac{S}{i}} \text{ (ore)}$$

- Formula di Viparelli

$$t_c = \frac{L}{V}$$

- Formula di Kirpich

$$t_c = 0.000325 \cdot (1000 \cdot L)^{0.77} \left[\frac{\Delta H}{(1000 \cdot L)} \right]^{-0.385}$$

- Formula di Pasini

$$\tau_c = 0,108 \cdot \frac{\sqrt[3]{L \cdot A}}{\sqrt{i_m}}$$

- Formula di Giandotti

$$\tau_c = \frac{(4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L)}{0.8 \cdot \sqrt{(H_m - H_0)}}$$

Dove:

A = S = Superficie del bacino in Km²

L = Lunghezza asta principale in Km

i_m = pendenza media dell'asta

H_m = altitudine media (H₁ + H₀)/2 con:

- H1 = Altitudine massima del bacino in m.
- H0 = Altitudine della sezione di sbocco in m.
- V = velocità fittizia dell'acqua pari a 5,4 Km/h per pendenze dell'asta superiori a 4%

Le formule di corrivazione sopra riportate danno risultati molto differenti tra di loro in quanto sono state calcolate sperimentalmente su bacini eterogenei e in condizioni diverse. A seconda della sovrastima o sottostima del tempo di corrivazione si avrà una riduzione o aumento del valore della portata al colmo.

Pertanto per la valutazione del tempo di corrivazione t_c dei bacini 3 e 4 sono stati scartati i valori estremi risultanti ed è stata presa in considerazione il valore medio del tempo di corrivazione t_c dei valori omogenei.

Per la valutazione del tempo di corrivazione t_c per il Bacino 5, si è invece fatto riferimento alla formula di Kirpich, applicata da letteratura per piccoli bacini.

Per la determinazione dell'altezza di pioggia, dell'intensità della pioggia si è ricorso al metodo TCEV seguendo una tecnica di regionalizzazione dei dati pluviometrici, messa a punto dall'Università degli Studi di Palermo.

Tale metodo si basa sull'assunzione che l'osservazione empirica dei campioni dei massimi annuali delle precipitazioni di breve durata ha portato a riconoscere l'esistenza di alcuni valori estremamente più elevati degli altri, denominati "outliers".

Infatti, la distribuzione di frequenza empirica dei valori della variabile idrologica, riportati in carta probabilistica da Gumbel, mostra un andamento a gomito che testimonia l'esistenza di due distinte distribuzioni: una relativa ai valori più contenuti della variabile e l'altra relativa ai valori più alti.

Una corretta interpretazione statistica di tali valori straordinari è quella di considerarli appartenenti ad una popolazione diversa, legata ad una differente fenomenologia meteorologica, che deve essere riprodotta dalla legge di distribuzione di probabilità.

Per tradurre in termini statistici la differente provenienza degli estremi idrologici è stata proposta la legge di probabilità, denominata TCEV (Two Component Extreme Value distribution) o legge di distribuzione a doppia componente.

Il metodo probabilistico TCEV è una legge a quattro parametri ed a causa della notevole variabilità della stima dei parametri stessi con la dimensione campionaria, esso necessita di una indagine di tipo regionale.

Si possono individuare tre livelli gerarchici:

1. nel primo, la Sicilia si può ritenere una zona pluviometrica omogenea,
2. nel secondo, si individuano delle aree, denominate "sottozona pluviometriche omogenee"; la Sicilia è stata suddivisa in tre sottozone, che sono sempre le stesse, qualunque sia la durata in esame (vedi figura di seguito allegata):

- A-sottozona Ovest
- B- sottozona Nord Est
- C- sottozona Sud Est

In ciascuna sottozona, qualunque sia la durata in esame, e per valori di tempo di ritorno $T \geq 10$ anni, sono state ottenute le seguenti espressioni approssimate:

- Sottozona A
 $h^t, T = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) * \log T$
- Sottozona B
 $h^t, T = 0,5135 - 0,002264t + (0,000198t^2 + 0,00329t + 1,0508) * \log T$
- Sottozona C

$$h't,T = 0,5015 - 0,003516t + (0,000372t^2 + 0,00102t + 1,1014) * \log T$$

in cui $h't,T$ è il valore dell'altezza di pioggia ht,T di fissata durata t e tempo di ritorno T rapportata alla media μ della TCEV.

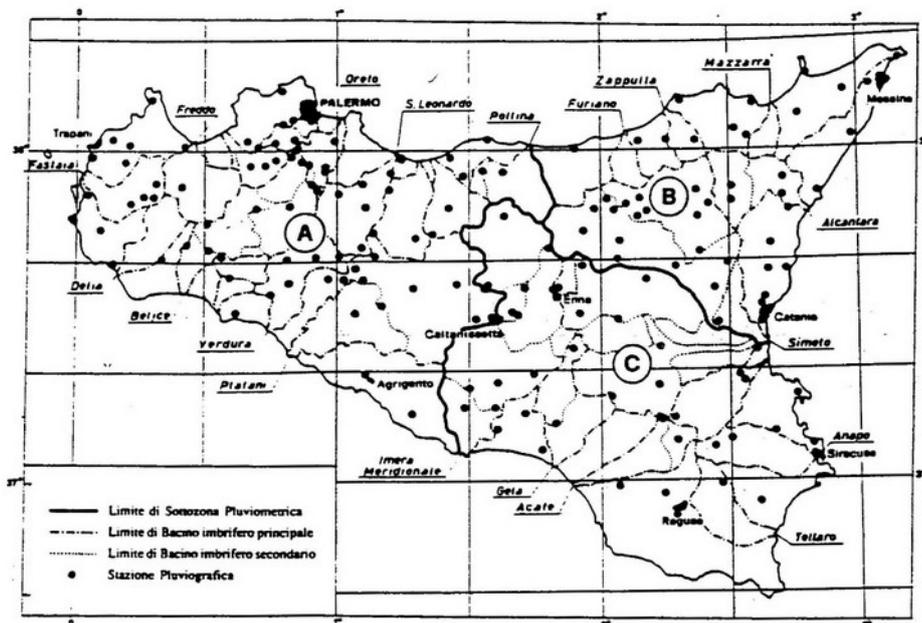


Fig.1 – sottozone pluviometriche omogenee

L'equazione della curva di probabilità pluviometrica si ottiene moltiplicando ciascuna delle precedenti per la legge di variazione della media con la durata.

$$Ht,T = h' t * \mu (t)$$

Per il territorio siciliano la media teorica μ coincide con la media campionaria m_c per cui nel terzo livello di regionalizzazione è stato individuato un criterio regionale per la stima di m_c .

Per ciascuna delle 172 stazioni pluviografiche siciliane, che vantano almeno 10 anni di funzionamento, la media m_c è esprimibile in funzione della durata t secondo la seguente legge monomia:

$$m_c = a t^n$$

Questo risultato consente di definire la curva di possibilità pluviometrica con i solo due parametri "a" ed "n".

Questi valori sono riportati per ciascuna stazione pluviometrica [Cannarozzo, D'Asaro e Ferro, 1993].

Per i siti sprovvisti di stazione di misura i coefficienti "a" ed "n" possono essere stimati sulla base delle *iso-a* e delle *iso-n*, non essendo stato rilevato né un legame interno tra le due costanti, né una variabilità in funzione dell'altitudine media.

Si riportano di seguito le immagini delle curve *iso a* e *iso n* della Regione Sicilia.

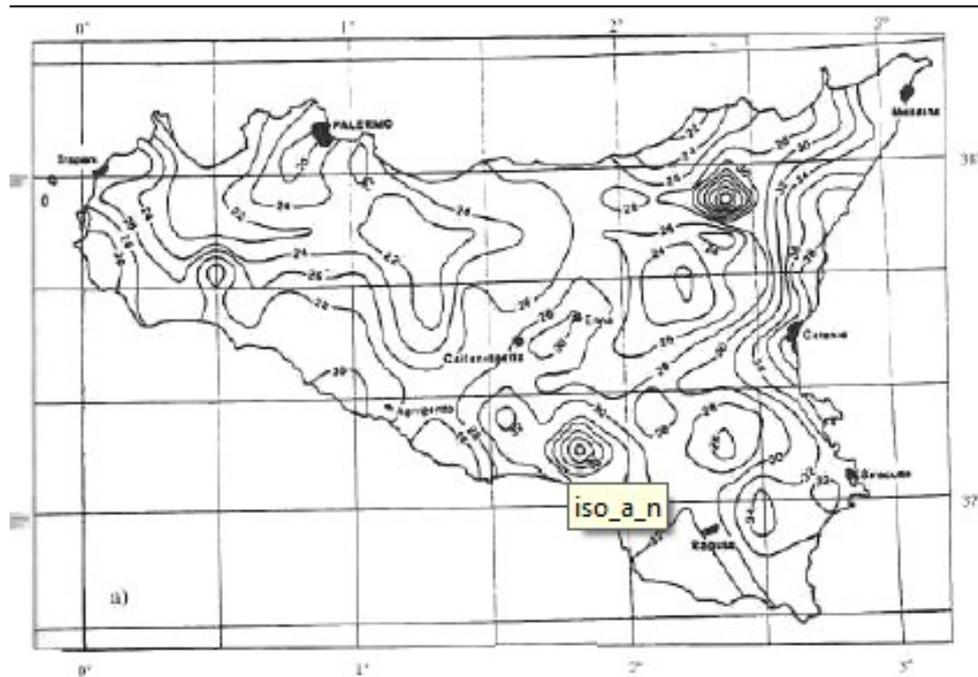


Fig.2 - Curve Iso a

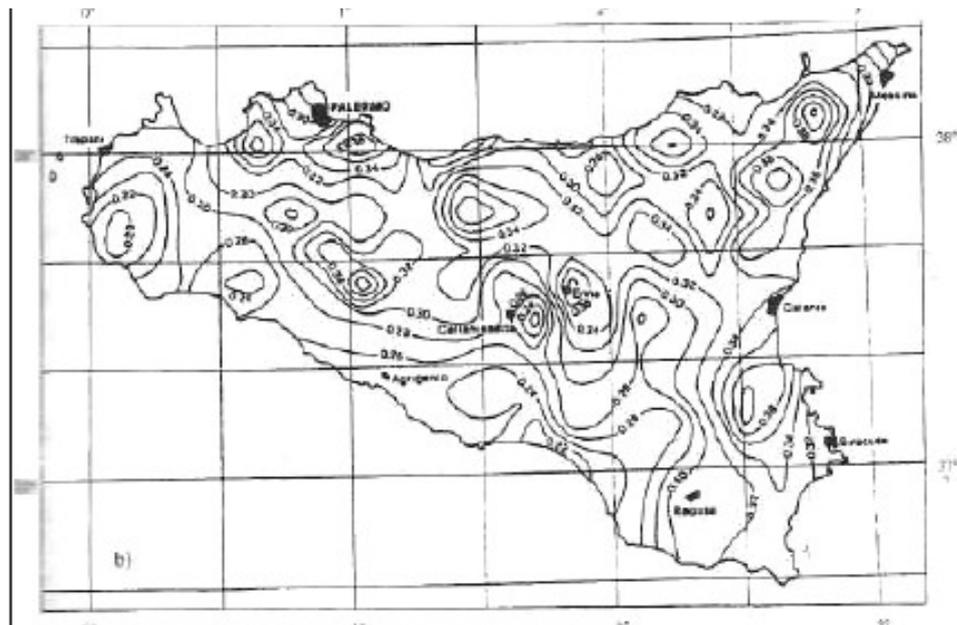


Fig. 3 - Curve Iso n

3.2. Determinazione del tempo di ritorno T

Il rischio idraulico a cui si può sottoporre la struttura e/o la porzione di territorio interessato dall'evento dipendono essenzialmente da tre componenti principali:

- Pericolosità idraulica dell'evento considerato e del Tempo di Ritorno;
- Valore delle cose a rischio;
- Vulnerabilità delle cose a rischio.

La pericolosità idraulica relativa al superamento della portata di dimensionamento delle opere può determinare il temporaneo innalzamento dei livelli idrici a monte e nella peggiore delle ipotesi, il collasso del manufatto per raggiunta vetustà o cattivo stato di manutenzione dello stesso. La frequenza del fenomeno idraulico è direttamente connessa con il Tempo di Ritorno che rappresenta il lasso temporale nel quale un dato evento ha probabilità di accadere almeno una volta. Un basso tempo di ritorno individua una probabilità alta di verifica dell'evento idraulico, un alto tempo di ritorno una bassa probabilità.

Il valore delle cose esposte a rischio, nel caso di viabilità assume aspetto rilevante per la possibilità di perdita di vita umana, mentre aspetto secondario assume l'allagamento di terreni agrari scarsamente antropizzati o danni alle strutture viarie stesse.

In relazione a quanto sopra, per la redazione dei calcoli idraulici, si sono adottati i valori dei seguenti tempi di ritorno:

- 200 anni per i tombini delle strade interne;

3.3. Applicazione del metodo tcev al caso in studio

L'intervento oggetto del presente studio ricadete nella provincia di Trapani e si trova nella sottozona A e pertanto l'espressione utilizzata è la seguente:

$$h'_{t,T} = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) \cdot \log T$$

Noti tempo di ritorno e durata dell'evento pluviometrico (tempo di corrivazione) è possibile calcolare il termine $h'_{t,T}$.

Per valutare le altezze di pioggia relative al prefissato tempo di ritorno T, si farà riferimento alla seguente equazione regionale individuata da Ferreri e Ferro (1898,1990) sulla base delle altezze di pioggia di breve durata misurate, dai pluviografi siciliani, in eventi per i quali si disponeva anche dell'analogo valore relativo alla durata di 60 minuti:

$$h_{t,T}/h_{60,T} = 0.208 t^{0.386}$$

in cui si è indicato con $h_{t,T}$ l'altezza di pioggia di durata t inferiore all'ora e tempo di ritorno T, con $H_{60,T}$ l'altezza di pioggia di durata 60 min e pari al tempo di ritorno e con t la durata della pioggia espressa in minuti.

Questa formula è stata ritenuta valida per valori di tempo di corrivazione $t_c < 1$ h.

Moltiplicando tale valore per la media delle altezze di pioggia di durata pari a 60 minuti si ottiene l'altezza di pioggia relativa al tempo di corrivazione, da cui risulta una intensità di pioggia pari a:

$$i = h(t_c)/t_c \text{ (mm/h)}$$

Quindi, per determinare l'altezza di pioggia corrispondente a un dato tempo di ritorno e a una assegnata durata sarà necessario determinare i parametri "a" ed "n".

In base al posizionamento geografico dell'intervento in oggetto, (vedi Fig. 4) e facendo riferimento alla carte dei valori a ed n per il territorio siciliano (Lo Conti et al. 2007), sono stati stimati dei valori medi di a ed n, nei seguenti valori (vedi Fig. 5 e Fig. 6):

$$a = 29,165$$

$$n = 0,212$$

A questo punto è possibile computare il valore della media campionaria m_c , e determinare il valore dell'altezza di pioggia in corrispondenza della quale si registra il valore massimo della portata al colmo della piena.

In definitiva il metodo consente di determinare altezze di pioggia e le relative intensità senza ricorrere ad elaborazioni dei dati di pioggia ma basandosi su criteri di regionalizzazione già messi a punto per la Sicilia dall'Università di Palermo.

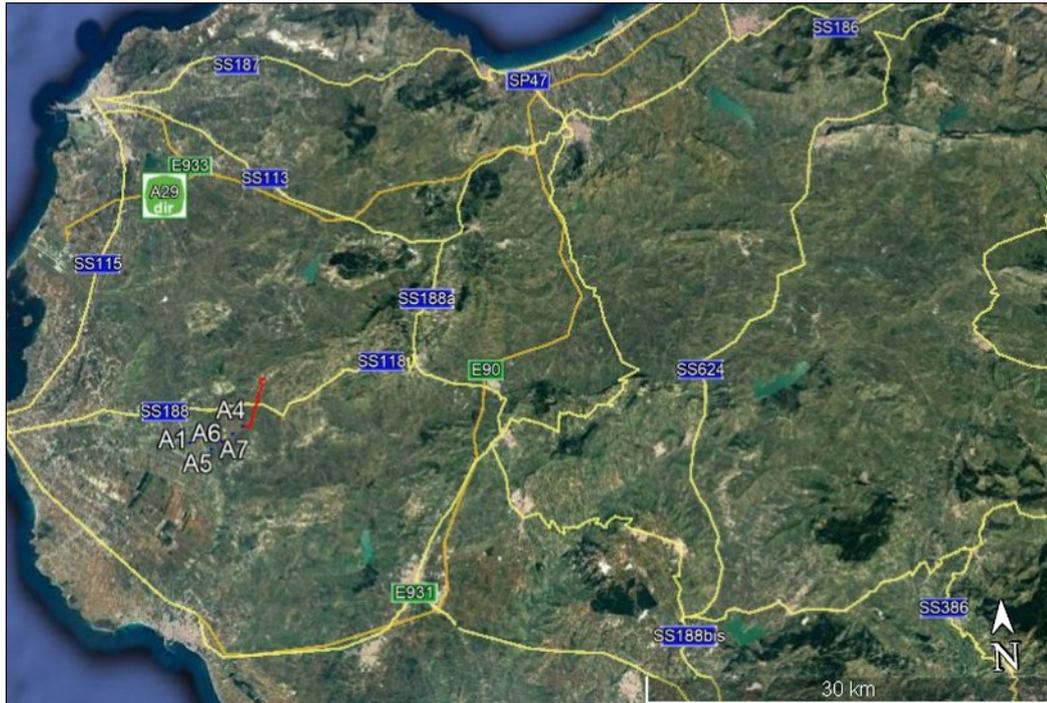


Fig.4 – posizionamento geografico area oggetto di intervento

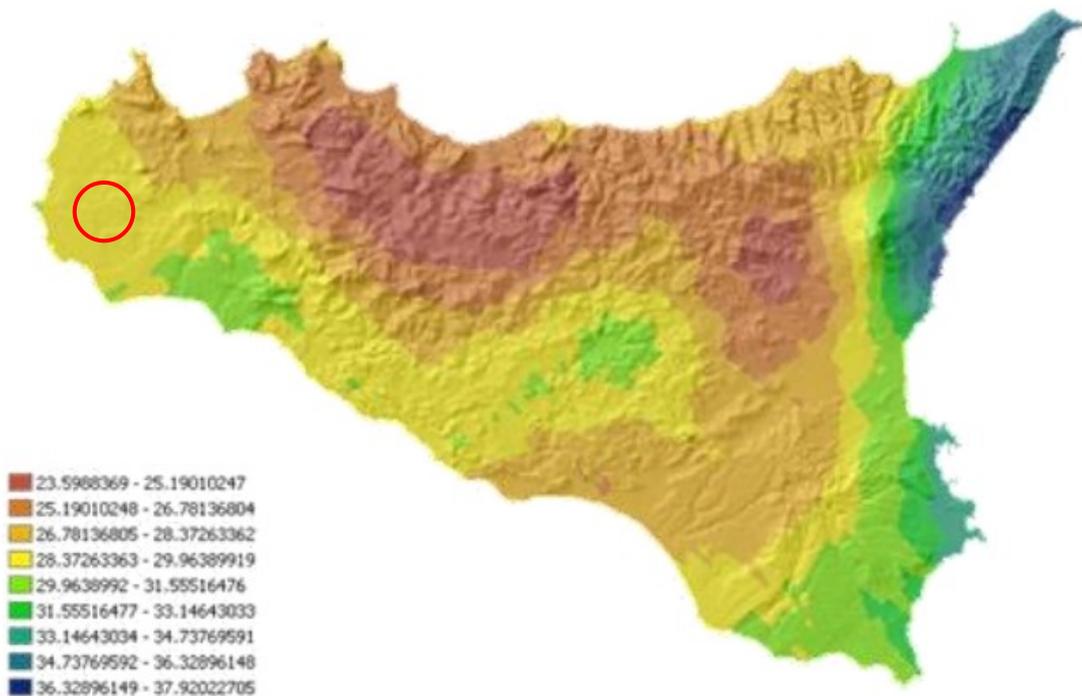


Fig. 5 - Valori dei coefficienti α per il territorio siciliano (Lo Conti et al, 2007)

zona di intervento



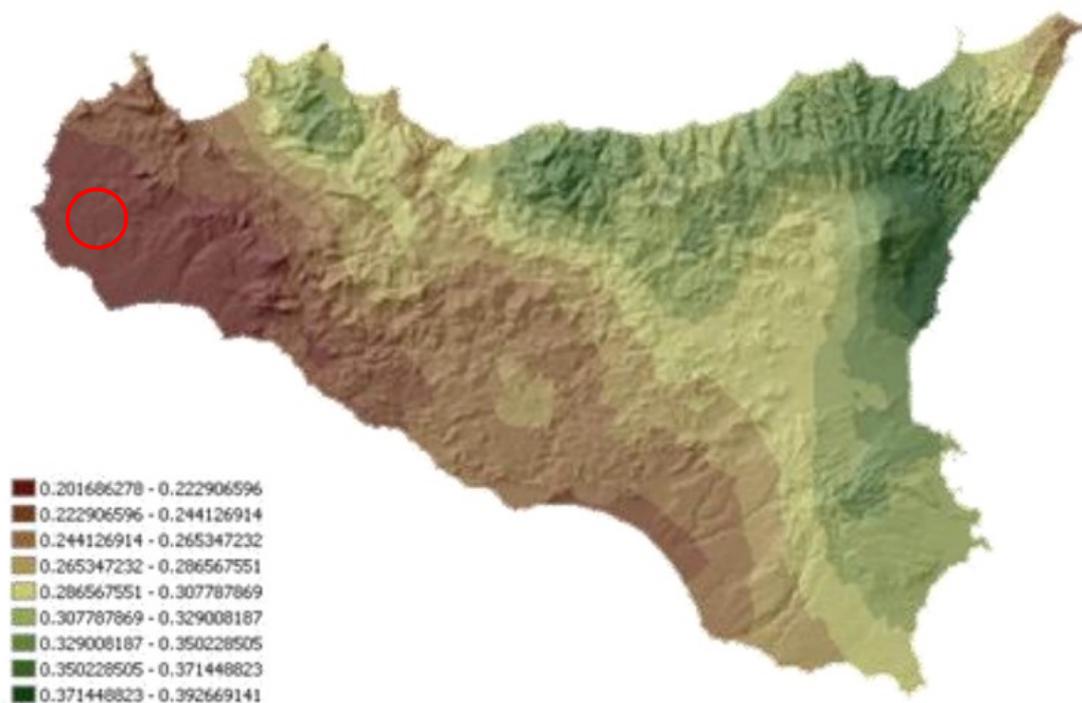


Fig.6 - Valori dei coefficienti n per il territorio siciliano (Lo Conti et al, 2007)

zona di intervento



3.4. Calcolo delle portate bianche e verifiche idrauliche

Una volta acquisiti i dati idrologici, geomorfologici e tutte le informazioni necessarie alla progettazione e le superfici del bacino sotteso, è stato possibile eseguire la verifica delle portate di progetto con quelle effettivamente smaltibili in base alle sezioni di progetto.

L'infiltrazione costituisce il fenomeno di maggiore rilevanza per la determinazione del bilancio tra pioggia sul bacino e pioggia efficace ai fini del deflusso nei bacini scolanti. Nell'applicare un modello afflussi-deflussi risulta pertanto necessario quantificare le perdite per infiltrazione allo scopo di potere valutare la pioggia netta, ovvero quella che dà effettivamente luogo al deflusso.

Nel presente studio, all'interno della formula razionale, è stato utilizzato il metodo del coefficiente di afflusso Φ . Tale coefficiente rappresenta il rapporto tra il volume totale di deflusso e il volume totale di pioggia caduto sull'area sottesa ad una data sezione, e il suo uso comporta considerare le perdite proporzionali all'intensità media di pioggia.

La stima del valore di ϕ , relativamente a ciascuna superficie omogena (tipo di suolo, tessitura, caratteristiche locali di permeabilità) è stata condotta facendo riferimento ai valori tabellati da Benini (Sistemazioni idraulico-forestali, 1990).

Nello specifico, si è utilizzato il seguente valore del coefficiente di afflusso :

- $\phi=0.40$ per terreni mediamente permeabili

Tipo di suolo	Copertura del bacino		
	Coltivazioni	Pascoli	Boschi
Molto permeabile (sabbioso o ghiaioso)	0.20	0.15	0.10
Mediamente permeabile (Terreni di medio impasto, Terreni senza strati di argilla)	0.40	0.35	0.30
Poco Permeabili (Suoli argillosi, con strati di argilla in prossimità della superficie, suoli poco profondi su substrato roccioso impermeabile)	0.50	0.45	0.40

3.5. Calcolo delle portate al colmo di piena di assegnato tempo di ritorno

Il calcolo delle portate al colmo di piena di assegnato tempo di ritorno, che interessano la sezione di chiusura di un dato bacino, presuppone l'adozione di un modello di piena cioè di un modello matematico che a partire dalle altezze di pioggia di assegnato tempo di ritorno consenta di pervenire alla portata di pari T.

Per il bacino in studio è stato adottato il metodo di De Martino e Cotecchia [Supino, 1965] che consente di determinare la portata al colmo QT di fissato tempo di ritorno T che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino con la seguente relazione:

$$Q = \phi \ i A/3.60 \quad (2)$$

dove sono:

ϕ = coefficiente di deflusso

$i = h/Tc$ = intensità di pioggia

A = superficie sottesa

Tale portata è quella di progetto per il dimensionamento delle opere idrauliche previste.

3.6. Determinazione caratteristiche dei bacini

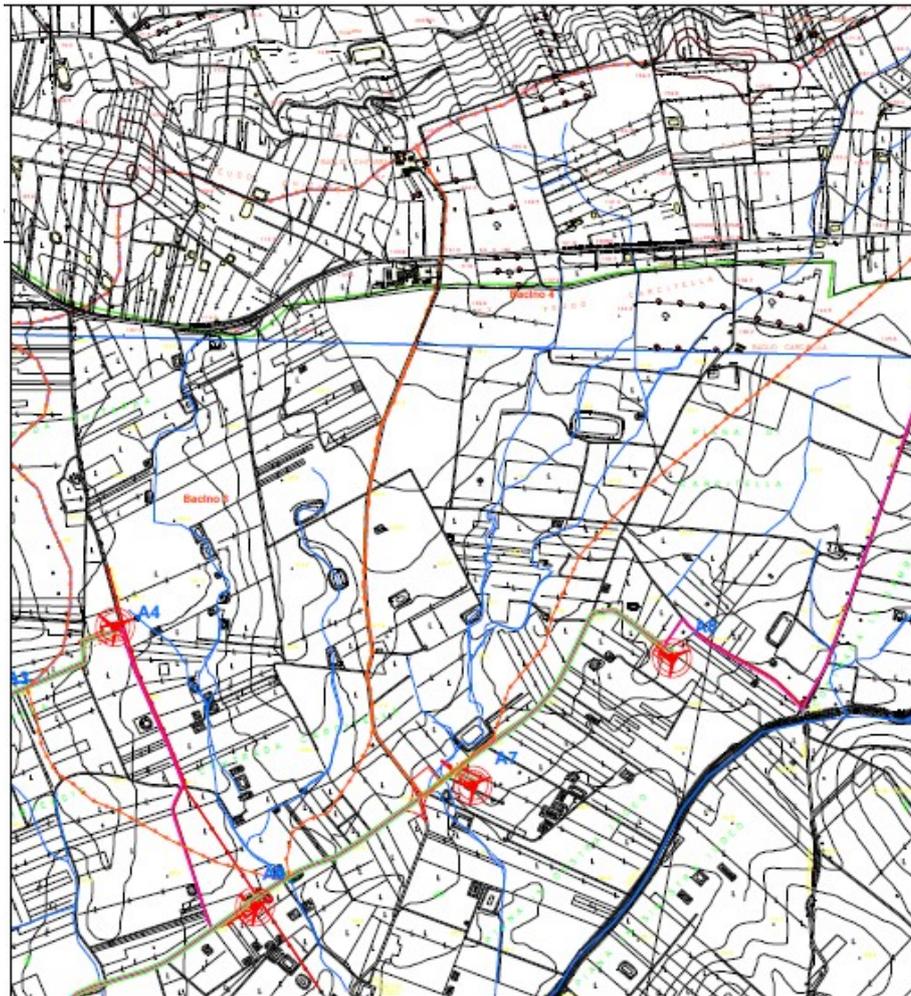
Per la verifica idraulica occorre individuare preliminarmente i bacini idrografici delle aree oggetto di intervento e per tale scopo si utilizzano le aerofotogrammetrie e le cartografie esistenti.

Si ritiene opportuno fare riferimento alla cartografia a scala 1:10.000 in quanto risulta essere la più recente e quindi la più rappresentativa dello stato dei luoghi effettivi.

I bacini di interesse individuati sono (vedi Fig.7.1 e 7.2):

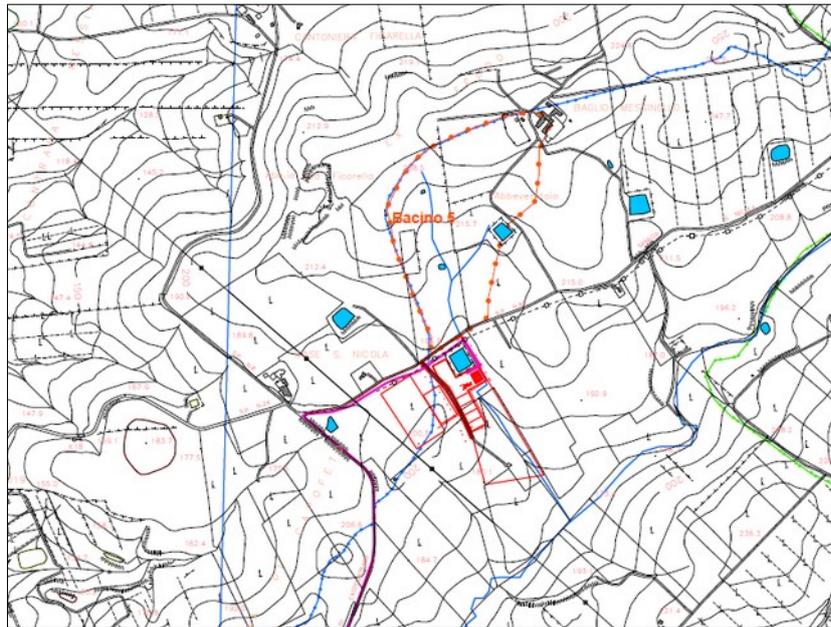
- Bacino 3
- Bacino 4
- Bacino 5

di seguito riportati.



Delimitazione bacini pluviometrici

Fig.7.1 - Vista di insieme bacini 3 e 4



 Delimitazione bacini pluviometrici

Fig.7.2 - Vista di insieme bacino 5

3.7. Bacino 3

Il Bacino 3 presenta le seguenti caratteristiche:

DATI MORFOMETRICI DEL BACINO IDROGRAFICO SOTTESO ALLA SEZIONE DI CHIUSURA CONSIDERATA		
Superficie del Bacino	S =	3,27 Km ²
Lunghezza percorso idraulico principale	L =	3,76 Km
Altitudine max percorso idraulico	H_{max} =	131,00 m (s.l.m.)
Altitudine min percorso idraulico	H₀ =	95,00 m (s.l.m.)
Pendenza media percorso idraulico	P =	0,01 (m/m)
Altitudine max bacino	H_{max} =	131,00 m (s.l.m.)
Altitudine sezione considerata	H₀ =	95,00 m (s.l.m.)
Altitudine media bacino	H_m =	113,00 m (s.l.m.)
Dislivello medio bacino	H_m - H₀ =	18,00 m

A seguito dell'applicazione delle formule del tempo di corrivazione si ottengono i seguenti risultati:

	valori di tc
Pasini	3,1844
Pezzoli	2,1135
Ventura	2,3507
Kirpich	1,1020
Viparelli	0,6963
Giandotti	3,7928

Dalla visione dei suddetti valori di tc si scartano i valori estremi e viene preso in considerazione il valore medio del tempo di corrivazione tc dei valori omogenei come di seguito riportato:

	valori di tc (h)
Pasini	3,1844
Pezzoli	2,1135
Ventura	2,3507
Kirpich	1,1020
Valore medio	2,187

Il valore medio trovato sarà preso come riferimento per la determinazione della portata del bacino sotteso.

Considerando che, le aree sottese sono costituite da terreno agricolo coltivato mediamente permeabile, si ritiene opportuno considerare un valore del coefficiente di deflusso ϕ pari a 0,40.

Considerato che la verifica riguarda un tombino armco che attraversa una strada interna all'impianto si fa l'ipotesi di un tempo di ritorno $T=200$ anni.

Si riporta di seguito il calcolo della portata con il metodo TCEV.

BACINO 3

DATI SUI BACINO IMBRIFERO			
Superficie scolante	A=	3.270	Kmq
Lunghezza percorso idraulico più lungo	L=	3.760	Km
Quota massima	zmax=	131.000	m
Quota minima	zmin=	95.000	m
Quota media	Zmed=	113.000	m
Dislivello medio	ΔH=	18.000	m
pendenza media asta	i=	0.010	
Tempo di corrivazione:			
- Kirpich	tc=	2.187	ore

legge di variazione Kt relativa al tempo di ritorno T per zona A

$$Kt = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) * \log T$$

Kt	t	T
	ore	anni
2.9372	1	200
2.9514	3	200
2.9797	6	200
3.0607	12	200
3.3212	24	200

Legge di probabilità pluviometrica

$$h_{t,T} = \mu_{\tau} * Kt$$

dove

$$\mu_{\tau} = a T^n$$

Media di Ht in funzione della durata t

$$h_{t,T} = a T^n * Kt$$

per T = 1 ora si trova $h_{60, T}$

STUDIO DI COMPATIBILITA' IDROLOGICA E IDRAULICA - RELAZIONE IDRAULICA

REALIZZAZIONE IMPIANTO EOLICO "BORGO CHITARRA"
 MAZARA DEL VALLO E MARSALA (TP)
 PROGETTO DEFINITIVO

h_{60T}	a	n	A
<u>85,66298</u>	<u>29,165</u>	<u>0,212</u>	<u>3,270</u>

Equazione regionale individuata da Ferreri e Ferro (1989, 1990)

$$h_{tT} = \frac{0,208 t^{0,386}}{h_{60T}} \quad t \text{ è espresso in minuti}$$

da cui risulta

$$h(tc) = 117,0589 \text{ mm}$$

$$i = h(tc)/$$

$$tc = 53,52489 \text{ mm/h}$$

Massima portata Q che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino:

$$Q = \phi * i * A / 3,6 \text{ (mc/s)}$$

dove:

A (Kmq) area bacino - -

ϕ coefficiente di deflusso - -

i (mm/h) intensità di pioggia - -

Qt	ϕ	itc	A
<u>19,44738</u>	<u>0,4</u>	<u>53,52489</u>	<u>3,270</u>

La portata di progetto da verificare risulta quindi:

$$Q = 19,44738 \text{ mc/sec}$$

3.8. Bacino 4

Il Bacino 4 presenta le seguenti caratteristiche:

DATI MORFOMETRICI DEL BACINO IDROGRAFICO SOTTESO ALLA SEZIONE DI CHIUSURA CONSIDERATA		
Superficie del Bacino	S =	3,68 Km ²
Lunghezza percorso idraulico principale	L =	3,76 Km
Altitudine max percorso idraulico	H_{max} =	131,00 m (s.l.m.)
Altitudine min percorso idraulico	H₀ =	95,00 m (s.l.m.)
Pendenza media percorso idraulico	P =	0,01 (m/m)
Altitudine max bacino	H_{max} =	131,00 m (s.l.m.)
Altitudine sezione considerata	H₀ =	95,00 m (s.l.m.)
Altitudine media bacino	H_m =	113,00 m (s.l.m.)
Dislivello medio bacino	H_m - H₀ =	18,00 m

A seguito dell'applicazione delle formule del tempo di corrivazione si ottengono i seguenti risultati:

	valori di tc (h)
Pasini	3,3122
Pezzoli	2,1135
Ventura	2,4938
Kirpich	1,1020
Viparelli	0,6963
Giandotti	3,9225

Dalla visione dei suddetti valori di tc si scartano i valori estremi e viene preso in considerazione il valore medio del tempo di corrivazione tc dei valori omogenei come di seguito riportato:

	valori di tc (h)
Pasini	3,3122
Pezzoli	2,1135
Ventura	2,4938
Kirpich	1,1020
Valore medio	2,255

Il valore medio trovato sarà preso a riferimento per la determinazione della portata del bacino sotteso.

Considerando che, le aree sottese sono costituite da terreno agricolo coltivato mediamente permeabile, si ritiene opportuno considerare un valore del coefficiente di deflusso ϕ pari a 0,40.

Considerato che la verifica riguarda un tombino armco che attraversa una strada interna all'impianto si fa l'ipotesi di un tempo di ritorno T=200 anni.

Si riporta di seguito il calcolo della portata con il metodo TCEV.

BACINO 4

DATI SUI BACINO IMBRIFERO			
Superficie scolante	A=	3,680	Kmq
Lunghezza percorso idraulico più lungo	L=	3,760	Km
Quota massima	zmax=	131,000	m
Quota minima	zmin=	95,000	m
Quota media	Zmed=	113,000	m
Dislivello medio pendenza media	ΔH=	18,000	m
asta	i =	0,010	
Tempo di corrivazione:	tc=	2,255	ore

legge di variazione Kt relativa al tempo di ritorno T per zona A

$$Kt = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) * \log T$$

Kt	t	T
	ore	anni
2,9372	1	200
2,9514	3	200
2,9797	6	200
3,0607	12	200
3,3212	24	200

Legge di probabilità pluviometrica

$$h_{t,T} = \mu_{\wedge} * Kt$$

dove

$$\mu_{\wedge} = a T^n \quad \text{Media di } H_t \text{ in funzione della durata } t$$

$$h_{t,T} = a T^n * Kt$$

per T = 1 ora si trova h_{60, T}

h_{60T}	a	n	A
85,66298	29,165	0,212	3,680

Equazione regionale individuata da Ferreri e Ferro (1989, 1990)

$$h_t T = 0,208 t^{0,386} \quad t \text{ è espresso in minuti}$$

h_{60T}

da cui risulta

$$h(tc) = 118,4507 \text{ mm}$$

$$i = h(tc)/$$

$$tc = 52,52801 \text{ mm/h}$$

Massima portata Q che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino:

$$Q = \phi * i * A / 3,6 \text{ (mc/s)}$$

dove:

A (Kmq) area bacino

ϕ coefficiente di deflusso

i (mm/h) intensità di pioggia

Qt	ϕ	itc	A
21,47812	0,4	52,52801	3,680

La portata di progetto da verificare risulta quindi:

$$Q = 21,47812 \text{ mc/sec}$$

3.9. Bacino 5

Il Bacino 5 presenta le seguenti caratteristiche:

DATI MORFOMETRICI DEL BACINO IDROGRAFICO SOTTESO ALLA SEZIONE DI CHIUSURA CONSIDERATA		
Superficie del Bacino	S =	0,18 Km ²
Lunghezza percorso idraulico principa	L =	0,73 Km
Altitudine max percorso idraulico	H _{max} =	252,00 m (s.l.m.)
Altitudine min percorso idraulico	H ₀ =	210,00 m (s.l.m.)
Pendenza media percorso idraulico	P =	0,06 (m/m)
Altitudine max bacino	H _{max} =	252,00 m (s.l.m.)
Altitudine sezione considerata	H ₀ =	210,00 m (s.l.m.)
Altitudine media bacino	H _m =	231,00 m (s.l.m.)
Dislivello medio bacino	H _m - H ₀ =	21,00 m

- Determinazione del tempo di corrivazione t_c
 Si fa riferimento alla formula di Kirpich idonea per piccoli bacini:

$$t_c = 0.000325 \cdot (1000 \cdot L)^{0.77} \left[\frac{\Delta H}{(1000 \cdot L)} \right]^{-0.385}$$

Dove:

L = lunghezza dell'asta in Km

DH = dislivello espresso in metri tra il punto più alto ed il punto più basso del bacino

Considerando che, le aree sottese sono costituite da terreno agricolo coltivato mediamente permeabile, si ritiene opportuno considerare un valore del coefficiente di deflusso φ pari a 0,40.

Considerato che la verifica riguarda un tombino armco che attraversa una strada interna all'impianto si fa l'ipotesi di un tempo di ritorno T=200 anni.

Si riporta di seguito il calcolo della portata con il metodo TCEV.

BACINO 5

DATI SUL BACINO IMBRIFERO			
Superficie scolante	A=	0,180	Kmq
Lunghezza percorso idraulico più lungo	L=	0,730	Km
Quota massima	zmax=	252,000	m
Quota minima	zmin=	210,000	m
Quota media	Zmed=	231,000	m
Dislivello medio	ΔH=	21,000	m
pendenza media asta	i =	0,058	
Tempo di corrivazione:			
Kirpich	tc=	0,156	ore

legge di variazione Kt relativa al tempo di ritorno T per zona A

$$Kt = 0,5391 - 0,001635t + (0,000221t^2 + 0,00117t + 0,9966) * \log T$$

Kt	t	T
	ore	anni
2,9372	1	200
2,9514	3	200
2,9797	6	200
3,0607	12	200
3,3212	24	200

Legge di probabilità pluviometrica

$$h_{t,T} = \mu_{\tau} * Kt$$

dove

$$\mu_{\tau} = a T^n$$

Media di Ht in funzione della durata t

$$h_{t,T} = a T^n * Kt$$

per T = 1 ora si trova h_{60, T}

h _{60,T}	a	n	A
83,32792	28,37	0,24	0,180

Equazione regionale individuata da Ferreri e Ferro (1989, 1990)

$$h_{t,T} = 0,208 t^{0,386} \quad t \text{ è espresso in minuti}$$

h_{60,T}

da cui risulta

$$h(tc) = 41,12741 \text{ mm}$$

$$i = h(tc)/$$

$$tc = 263,0638 \text{ mm/h}$$

Massima portata Q che defluisce attraverso la sezione terminale del bacino:

$$Q = \phi * i * A / 3,6 \text{ (mc/s)}$$

dove:

A (Kmq) area bacino

ϕ coefficiente di deflusso

i (mm/h) intensità di pioggia

Qt	ϕ	itc	A
5,261276	0,4	263,0638	0,180

La portata di progetto da verificare risulta quindi:

$$Q = 5,261276 \text{ mc/sec}$$

4. VERIFICHE IDRAULICHE TUBI ARMCO DI PROGETTO

Per la determinazione della portata che può defluire attraverso la sezione circolare prevista si applica la formula di Chezy:

$$Q' = \chi \cdot A \sqrt{R \cdot i}$$

dove:

$\chi = c \cdot R^{1/6}$ coefficiente di scabrezza (formula di Gauckler-Stricler)

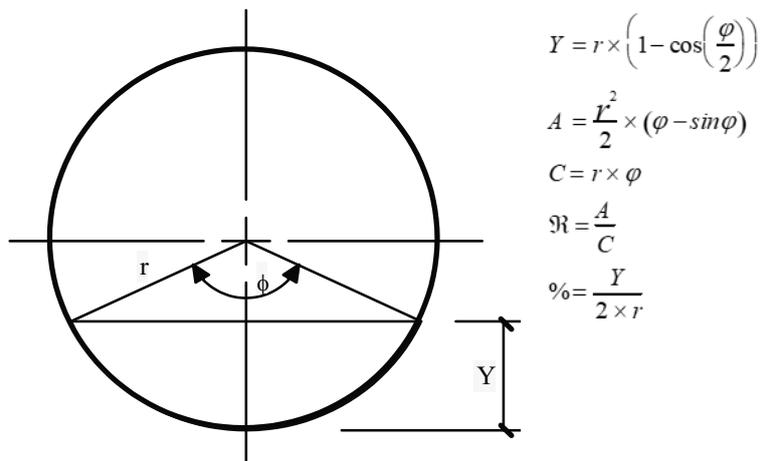
c = parametro di scabrezza che per strutture in armco è posto pari a 80.

A = area della sezione liquida

C = contorno bagnato

$R = A/C$ raggio idraulico

i = pendenza



4.1 Verifica tubo armco sotteso al bacino 3

La portata di progetto così come ricavata nel paragrafo 1.7, risulta essere pari a $Q=19,447$ mc/sec.

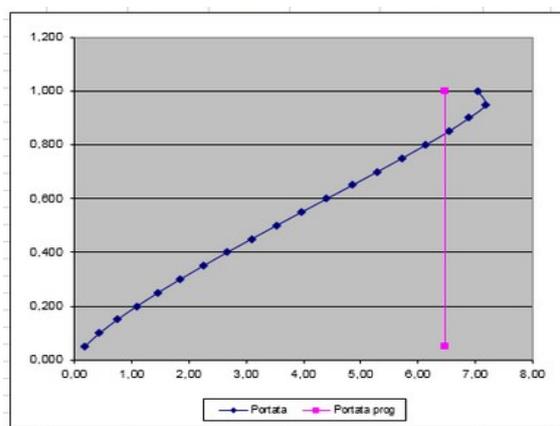
Considerato il valore della portata per non alterare in maniera evidente la quota della viabilità da realizzare, si ritiene opportuno prevedere dei tombini armci affiancati di sezione idonea allo smaltimento della portata di progetto.

Si è scelto di prevedere la presenza di n. 3 tombini affiancati e pertanto la portata da verificare risulta essere pari a $Q' = Q/3 = 19,447/3 = 6,48$ mc/s.

Tramite un foglio di calcolo si è elaborata la tabella n.1 dove si constata che la portata di progetto viene smaltita per una altezza pari ad $h=84$ cm con n.3 tubi armco del diametro $d=100$ cm , pendenza $i= 8\%$, con percentuale di riempimento pari al 84% e la velocità di deflusso è pari a $9,79$ m/sec.

Pertanto la sezione prevista risulta essere idonea allo smaltimento della portata ipotizzata, a condizione che venga effettuata una continua e regolare manutenzione.

Tab. n. 1 - verifica CANALE CIRCOLARE								
Dati canale:		Diametro=	1	metri				
		Area	0,7853975	mq				
		Pendenza canale=	0,08	m/m	in %	8		
		Coeff ScabrezzaG.-Strickler=	80					
		Portata di progetto=	6,48	mc/s				
% riempimento	gradi	rad.	Area defl.	Cont. Bagn.	R idr.	Portata (mc/s)	H riemp	Veloc m/s
5%	51,68	0,90	0,04	0,45	0,09	0,17	0,050	4,445
10%	73,74	1,29	0,08	0,64	0,12	0,44	0,100	5,568
15%	91,15	1,59	0,12	0,80	0,15	0,75	0,150	6,334
20%	106,26	1,85	0,16	0,93	0,17	1,09	0,200	6,927
25%	120,00	2,09	0,20	1,05	0,19	1,46	0,250	7,413
30%	132,84	2,32	0,24	1,16	0,20	1,84	0,300	7,822
35%	145,08	2,53	0,27	1,27	0,22	2,25	0,350	8,174
40%	156,93	2,74	0,31	1,37	0,23	2,66	0,400	8,480
45%	168,52	2,94	0,35	1,47	0,24	3,09	0,450	8,746
50%	180,00	3,14	0,39	1,57	0,25	3,53	0,500	8,980
55%	191,48	3,34	0,43	1,67	0,26	3,97	0,550	9,182
60%	203,07	3,54	0,47	1,77	0,27	4,41	0,600	9,357
65%	214,92	3,75	0,51	1,88	0,27	4,85	0,650	9,504
70%	227,16	3,96	0,55	1,98	0,28	5,29	0,700	9,623
75%	240,00	4,19	0,59	2,09	0,28	5,72	0,750	9,713
80%	253,74	4,43	0,63	2,21	0,28	6,14	0,800	9,771
85%	268,85	4,69	0,67	2,35	0,28	6,53	0,850	9,789
90%	286,26	5,00	0,71	2,50	0,28	6,89	0,900	9,753
95%	308,32	5,38	0,75	2,69	0,28	7,18	0,950	9,622
100%	360,00	6,28	0,79	3,14	0,25	7,05	1,000	8,980
La portata di progetto defluisce con i seguenti dati								
84%	266,56	4,65	0,66	2,33	0,28	6,48	0,843	9,789



4.2 Verifica tubo armco sotteso al bacino 4

La portata di progetto così come ricavata nel paragrafo 1.8 risulta essere pari a $Q = 21,48$ mc/sec.

Considerato il valore della portata per non alterare in maniera evidente la quota della viabilità da realizzare, si ritiene opportuno prevedere dei tombini armci affiancati di sezione idonea allo smaltimento della portata di progetto.

Si è scelto di prevedere la presenza di n. 3 tombini affiancati e pertanto la portata da verificare risulta essere pari a $Q' = Q/3 = 21,48/3 = 7,16$ mc/s.

Tramite un foglio di calcolo si è elaborata la tabella n.2 dove si constata che la portata di progetto viene smaltita per una altezza pari ad $h=88$ cm con n. 3 tubi armco del diametro $d=100$ cm, pendenza $i=9\%$, con percentuale di riempimento pari al 88% e la velocità di deflusso è pari a 10,37 m/sec.

Pertanto la sezione prevista risulta essere idonea allo smaltimento della portata ipotizzata, a condizione che venga effettuata una continua e regolare manutenzione.

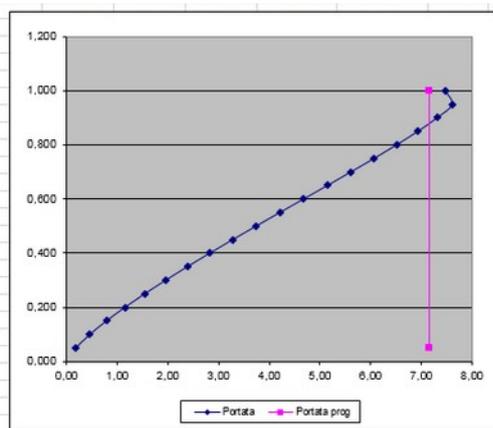
Tab. n. 2 - verifica CANALE CIRCOLARE

Dati canale:	Diametro=	1	metri					
	Area	0,7853975	m ²					
	Pendenza canale=	0,09	m/m	in %	9			
	Coeff ScabrezzaG.-Strickler=	80						
	Portata di progetto=	7,16	mc/s					

% riempimento	gradi	rad.	Area defl.	Cont. Bagn.	R idr.	Portata (mc/s)	H riemp	Veloc m/s
5%	51,68	0,90	0,04	0,45	0,09	0,19	0,050	4,715
10%	73,74	1,29	0,08	0,64	0,12	0,46	0,100	5,905
15%	91,15	1,59	0,12	0,80	0,15	0,79	0,150	6,719
20%	106,26	1,85	0,16	0,93	0,17	1,15	0,200	7,348
25%	120,00	2,09	0,20	1,05	0,19	1,54	0,250	7,862
30%	132,84	2,32	0,24	1,16	0,20	1,95	0,300	8,296
35%	145,08	2,53	0,27	1,27	0,22	2,38	0,350	8,670
40%	156,93	2,74	0,31	1,37	0,23	2,83	0,400	8,994
45%	168,52	2,94	0,35	1,47	0,24	3,28	0,450	9,277
50%	180,00	3,14	0,39	1,57	0,25	3,74	0,500	9,524
55%	191,48	3,34	0,43	1,67	0,26	4,21	0,550	9,739
60%	203,07	3,54	0,47	1,77	0,27	4,68	0,600	9,924
65%	214,92	3,75	0,51	1,88	0,27	5,15	0,650	10,080
70%	227,16	3,96	0,55	1,98	0,28	5,61	0,700	10,207
75%	240,00	4,19	0,59	2,09	0,28	6,07	0,750	10,302
80%	253,74	4,43	0,63	2,21	0,28	6,51	0,800	10,364
85%	268,85	4,69	0,67	2,35	0,28	6,93	0,850	10,383
90%	286,26	5,00	0,71	2,50	0,28	7,31	0,900	10,344
95%	308,32	5,38	0,75	2,69	0,28	7,62	0,950	10,206
100%	360,00	6,28	0,79	3,14	0,25	7,48	1,000	9,524

La portata di progetto defluisce con i seguenti dati

88%	278,66	4,86	0,69	2,43	0,28	7,16	0,879	10,369
-----	--------	------	------	------	------	------	-------	--------



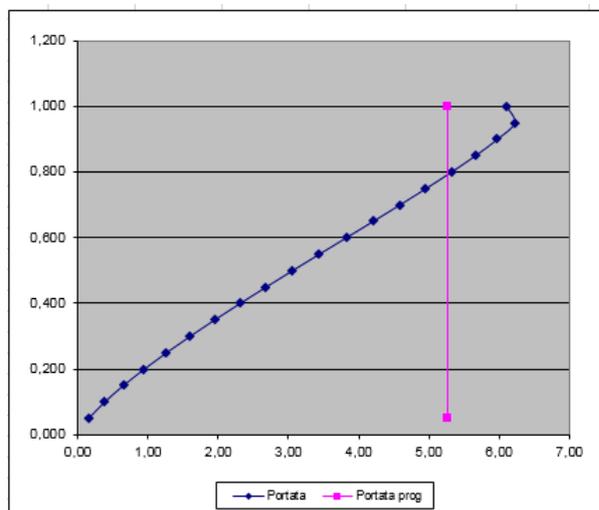
4,3 Verifica tubo armco sotteso al bacino 5

La portata di progetto così come ricavata nel paragrafo 1.9, risulta essere pari a $Q = 5,26$ mc/sec.

Tramite un foglio di calcolo si è elaborata la tabella n.3 dove si constata che la portata di progetto viene smaltita per una altezza pari ad $h=79$ cm con un tubo armco del diametro $d=100$ cm, pendenza $i= 6\%$, con percentuale di riempimento pari al 79% e la velocità di deflusso è pari a $8,46$ m/sec.

Pertanto la sezione prevista risulta essere idonea allo smaltimento della portata ipotizzata, a condizione che venga effettuata una continua e regolare manutenzione.

Tab. n. 3 - verifica CANALE CIRCOLARE								
Dati canale:		Diametro=	1	metri				
		Area	0,7853975	mq				
		Pendenza canale=	0,06	m/m		in %	6	
		Coeff ScabrezzaG.-Strickler=	80					
		Portata di progetto=	5,26	mc/s				
% riempimento	gradi	rad.	Area defl.	Cont. Bagn.	R idr.	Portata (mc/s)	H riemp	Veloc m/s
5%	51,68	0,90	0,04	0,45	0,09	0,15	0,050	3,849
10%	73,74	1,29	0,08	0,64	0,12	0,38	0,100	4,822
15%	91,15	1,59	0,12	0,80	0,15	0,65	0,150	5,486
20%	106,26	1,85	0,16	0,93	0,17	0,94	0,200	5,999
25%	120,00	2,09	0,20	1,05	0,19	1,26	0,250	6,419
30%	132,84	2,32	0,24	1,16	0,20	1,60	0,300	6,774
35%	145,08	2,53	0,27	1,27	0,22	1,95	0,350	7,079
40%	156,93	2,74	0,31	1,37	0,23	2,31	0,400	7,344
45%	168,52	2,94	0,35	1,47	0,24	2,68	0,450	7,575
50%	180,00	3,14	0,39	1,57	0,25	3,05	0,500	7,777
55%	191,48	3,34	0,43	1,67	0,26	3,44	0,550	7,952
60%	203,07	3,54	0,47	1,77	0,27	3,82	0,600	8,103
65%	214,92	3,75	0,51	1,88	0,27	4,20	0,650	8,230
70%	227,16	3,96	0,55	1,98	0,28	4,58	0,700	8,334
75%	240,00	4,19	0,59	2,09	0,28	4,96	0,750	8,412
80%	253,74	4,43	0,63	2,21	0,28	5,32	0,800	8,462
85%	268,85	4,69	0,67	2,35	0,28	5,66	0,850	8,477
90%	286,26	5,00	0,71	2,50	0,28	5,97	0,900	8,446
95%	308,32	5,38	0,75	2,69	0,28	6,22	0,950	8,333
100%	360,00	6,28	0,79	3,14	0,25	6,11	1,000	7,777
La portata di progetto defluisce con i seguenti dati								
79%	251,47	4,39	0,62	2,19	0,28	5,26	0,792	8,456



4.4 Canali di gronda

L'andamento planimetrico della zona adiacente la strada da adeguare in corrispondenza dei tombini da realizzare alle sezioni di chiusura dei bacini 3 e 4 risulta essere quasi pianeggiante e per incanalare le acque verso il tombino di monte si prevede la realizzazione di canali di gronda in terra delle dimensioni di cui alla sezione tipo 1, di seguito allegata.

Si omette la verifica di tale canale di gronda poiché dall'analisi dei bacini sottesi, l'area di influenza risulta essere molto limitata ed in pratica si riduce alla sola scarpata e ad una corsia della strada oggetto di intervento.

Per assicurare la funzionalità di tale canale di gronda si deve programmare una regolare manutenzione con pulizia periodica della stessa.

SEZIONE TIPO 1

