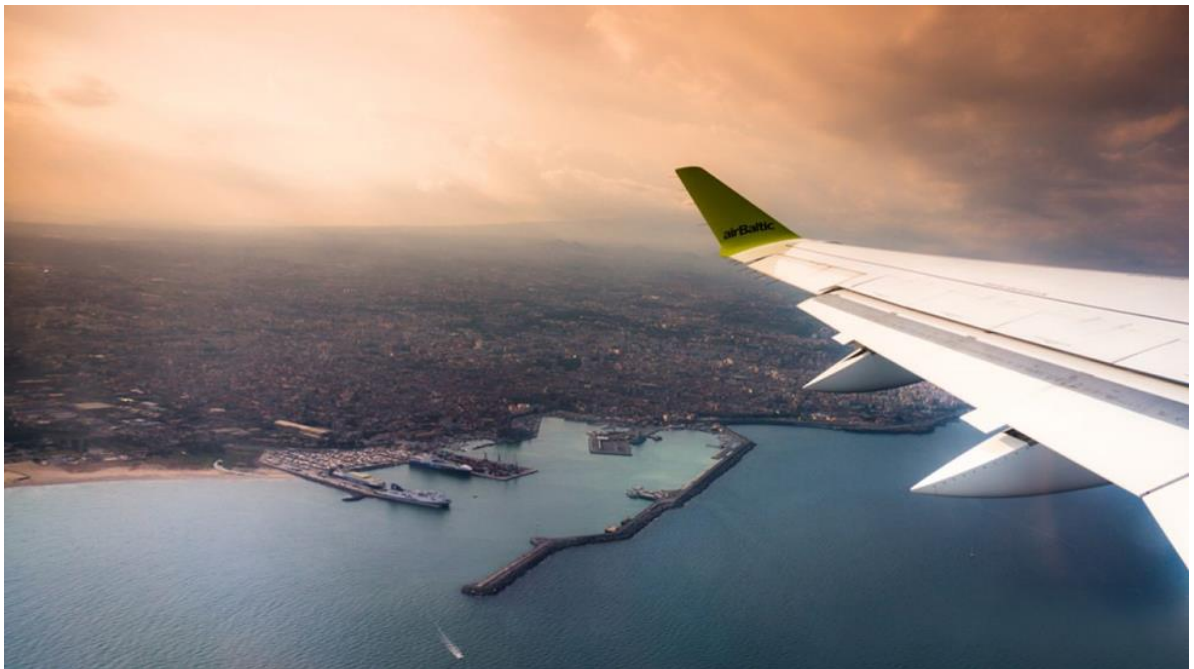


Aeroporto "Vincenzo Bellini"
di Catania Fontarossa
Masterplan 2030



Procedura VIA (VIP 5124)

*Documento di risposta alla richiesta di integrazioni MiTE prot.
0056409 del 26.05.2021*

**Consulenza scientifica sulla pianificazione e la
definizione degli interventi per la razionalizzazione del
sistema di raccolta, smaltimento e riutilizzo delle acque
meteoriche del sedime aeroportuale**

Rapporto 2021

Allegato IDR.02



CONVENZIONE TRA
SOCIETA' AEROPORTO CATANIA S.p.A. (SAC)
E
UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI CATANIA PER IL TRAMITE DEL
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE E ARCHITETTURA (DICAR)

per

*Consulenza scientifica sulla pianificazione e la definizione degli interventi per la
razionalizzazione del sistema di raccolta, smaltimento e riutilizzo delle acque
meteoriche del sedime aeroportuale*

Rapporto sulle attività svolte

Responsabili Scientifici:

Prof. ing. Carlo Modica

Prof. ing. Alberto Campisano

Novembre 2021

Indice

1. Premessa

- 1.1. Incarico
- 1.2. Articolazione delle attività svolte

2. Caratteristiche del bacino

- 2.1. Morfologia, uso del suolo e litologia
- 2.2. Caratteristiche del sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche
 - 2.2.1. *Recapiti*
 - 2.2.2. *Reti di canalizzazioni*

3. Analisi delle piogge

- 3.1. Piogge intense di durata pari a 1, 3, 6, 12 e 24 ore
 - 3.1.1. *Dati utilizzati*
 - 3.1.2. *Curve di probabilità pluviometrica*
 - 3.1.2.1. Distribuzioni di probabilità
 - 3.1.2.2. Determinazione delle curve di probabilità pluviometrica
- 3.2. Ietogrammi di calcolo.
- 3.3. Piogge mensili
 - 3.3.1. *Dati utilizzati*
 - 3.3.2. *Distribuzioni di probabilità*
 - 3.3.3. *Analisi dei giorni piovosi*

4. Il modello di simulazione

- 4.1. Aspetti generali
- 4.2. Tempi di ritorno
- 4.3. Trasformazione afflussi-deflussi
 - 4.3.1. *Caratteristiche geometriche e di impermeabilità dei bacini*
 - 4.3.2. *Infiltrazione*
 - 4.3.3. *Detenzione superficiale*
 - 4.3.4. *Scabrezza delle superfici dei bacini*
 - 4.3.5. *Propagazione in rete*

5. Simulazioni effettuate

- 5.1. Quadro generale delle simulazioni
- 5.2. Modalità di schematizzazione delle reti
- 5.3. Risultati delle simulazioni

6. Valutazione dei benefici derivanti dall'implementazione di tecniche SUDS

7. Valutazione delle risorse disponibili ai fini del riuso delle acque meteoriche

8. Monitoraggio quantitativo delle acque superficiali

Elenco tabelle

- Tabella 3.I. Caratteristiche delle stazioni pluviometriche considerate.
- Tabella 3.II. Risultati del test statistico di Mann – Whitney per le piogge intense
- Tabella 3.III. Serie delle altezze di pioggia di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore considerate.
- Tabella 3.IV. Valori calcolati per i parametri delle diverse distribuzioni di probabilità.
- Tabella 3.V. Risultati del test statistico di adattamento del Chi-quadrato.
- Tabella 3.VI. Valori dei parametri e coefficienti di determinazione ottenuti per le curve di probabilità pluviometrica per le durate comprese tra 1 e 24 ore.
- Tabella 3.VII. Risultati del test statistico di Mann – Whitney per le piogge mensili
- Tabella 3.VIII. Altezze di pioggia mensili e totali annue considerate per le elaborazioni
- Tabella 3.IX. Risultati del test statistico di adattamento del Chi-quadrato relativo alle piogge mensili e al totale annuo
- Tabella 3.X. Valori calcolati per i parametri della distribuzione di probabilità Normale delle Radici cubiche di ciascun mese
- Tabella 3.XI. Risultati del test statistico di adattamento del Chi-quadrato relativo alle piogge mensili dei mesi di giugno, luglio, agosto e settembre
- Tabella 3.XII. Altezze di pioggia (mm) di prefissato tempo di ritorno per i diversi mesi e totale annuo
- Tabella 3.XIII. Numero di giorni piovosi, e relativo valore medio, per i diversi mesi e per il totale annuo
- Tabella 3.XIV. Numero di giorni piovosi per i diversi mesi e per l'anno in corrispondenza di prefissati tempi di ritorno
- Tabella 3.XV. Intervallo medio in giorni di tempo asciutto per i diversi mesi e per l'anno in corrispondenza di prefissati tempi di ritorno
- Tabella 5.I. Risultati delle simulazioni condotte nello scenario attuale per le reti in esame.
- Tabella 5.II. Risultati delle simulazioni condotte nello scenario di Masterplan per le reti in esame.
- Tabella 7.I. Volumi di pioggia (m^3) recuperabili tramite la raccolta delle acque piovane precipitanti sulle coperture dei Terminal A, B, C (scenario di Masterplan)

Elenco figure

- Figura 3.1 Frequenze cumulate delle altezze di pioggia massime annuali e distribuzione di probabilità Log-normale (metodo dei momenti)
- Figura 3.2 Frequenze cumulate delle altezze di pioggia massime annuali e distribuzione di probabilità Log-normale (metodo della massima verosimiglianza)
- Figura 3.3 Frequenze cumulate delle altezze di pioggia massime annuali e distribuzione di probabilità di Gumbel.
- Figura 3.4 Curve di probabilità pluviometrica per piogge di durata superiore a 1 ora e per tempi di ritorno pari a 2, 5, 10, 20, 50 e 100 anni.
- Figura 3.5 Ietogrammi Chicago con picco di intensità centrato per i tempi di ritorno di 5, 10, 20 e 50 anni utilizzati nelle simulazioni.
- Figura 3.6 Frequenze cumulate delle altezze di pioggia dei mesi di Gennaio, Febbraio, Marzo e Aprile e relative distribuzione di probabilità
- Figura 3.7 Frequenze cumulate delle altezze di pioggia dei mesi di Maggio, Giugno, Luglio e Agosto e relative distribuzione di probabilità
- Figura 3.8 Frequenze cumulate delle altezze di pioggia dei mesi di Settembre, Ottobre, Novembre, Dicembre e relative distribuzione di probabilità
- Figura 3.9 Andamento delle precipitazioni mensili al variare del tempo di ritorno
- Figura 5.1 Simulazione con SWMM dello scenario attuale. Schema della rete afferente al recapito Fosso Fontanarossa (in rosso) e della rete direttamente afferente al mare (in verde).
- Figura 5.2 Simulazione con SWMM dello scenario di Masterplan. Schema della rete afferente al recapito Fosso Fontanarossa (in rosso), della rete direttamente afferente al mare (in verde) e della rete afferente al mare a servizio della nuova pista (in blu).
- Figura 5.3 Simulazione con SWMM dello scenario attuale. Idrogramma per $Tr=20$ anni nella sezione del F. Fontanarossa alla confluenza con il T. Forcile.
- Figura 5.4 Simulazione con SWMM dello scenario attuale. Idrogramma per $Tr=20$ anni alla sezione finale della linea di scarico a mare.
- Figura 5.5 Simulazione con SWMM dello scenario di Masterplan. Idrogramma per $Tr=20$ anni alla sezione finale del Fosso Fontanarossa.
- Figura 5.6 Simulazione con SWMM dello scenario di Masterplan. Idrogramma per $Tr=20$ anni alla sezione finale della linea di scarico a mare.
- Figura 5.7 Simulazione con SWMM dello scenario di Masterplan. Idrogramma per $Tr=20$ anni alla sezione finale della linea al mare della nuova pista.
- Figura 6.1. Superfici di copertura dei tre Terminal A, B e C così come previsto dal Masterplan

1. Premessa

1.1. Incarico

Con convenzione finalizzata il 10 maggio 2021 tra l'Università degli Studi di Catania per il tramite del Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura (DICAR) e la Società Aeroporto di Catania S.p.A. (SAC), veniva affidato da quest'ultima al DICAR l'incarico di effettuare una consulenza scientifica sulla *“pianificazione e definizione degli interventi per la razionalizzazione del sistema di raccolta, smaltimento e riutilizzo delle acque meteoriche del sedime aeroportuale”*.

L'aeroporto di Catania è situato nella zona sud della città. Lo scalo aeroportuale, inaugurato nel 1924, ha subito da allora una serie di modifiche che hanno portato al progressivo aumento delle dimensioni del sedime. L'area su cui insiste lo scalo è storicamente interessata da importanti problemi idrologici e idraulici che sono causa di fenomeni di allagamento anche per eventi meteorici di non elevato tempo di ritorno. Negli anni sono stati costruiti nuovi edifici e impermeabilizzate nuove aree, in base alle crescenti esigenze e alla necessità di sviluppo aeroportuale della città.

L'attuale sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche dell'area del sedime aeroportuale mostra oggi diverse criticità, riguardanti, oltre alla ridotta capacità di convogliamento di tratti della rete di drenaggio, anche i recapiti finali delle acque collettate da tale sistema. In aggiunta, la presenza di una falda acquifera assai superficiale limita la possibilità di infiltrazione delle acque meteoriche nel terreno e rappresenta un ostacolo alla costruzione di opere e manufatti.

L'intervento di aggiornamento del Masterplan 2013-2030 prevede la definizione di un adeguato assetto infrastrutturale in grado di rispondere alle previsioni di crescita del traffico aeroportuale con orizzonte temporale 2030. Il nuovo assetto prevede interventi strutturali da realizzarsi all'interno del nuovo sedime aeroportuale. Nello specifico, la strategia del Masterplan prevede l'ampliamento del sedime, prevalentemente verso sud e ovest, da svilupparsi su terreni in parte agricoli e in parte sopra lo scalo ferroviario di Bicocca, il cui fascio di binari verrà interrato e le cui installazioni in parte rilocalizzate. Inoltre gli interventi riguarderanno la realizzazione di una nuova pista di volo, della lunghezza di 3000 m, collocata a sud della pista esistente (che sarà trasformata in *taxiway*). Infine, è prevista la demolizione dell'aerostazione Morandi con la costruzione del Terminal B e la realizzazione di un nuovo Terminal (C) e la riorganizzazione del sistema dei parcheggi e degli accessi. Risulta evidente che tali interventi condurranno nei prossimi anni a un ulteriore aumento delle acque meteoriche di deflusso, determinando, in linea di principio un aggravio delle condizioni di drenaggio delle aree in esame.

Sulla base di quanto esposto, la convenzione oggetto del presente incarico ha previsto le seguenti attività da effettuare con riferimento alla situazione attuale e agli interventi previsti a medio e lungo termine, e miranti alla mitigazione delle problematiche idrauliche sopra individuate:

1. la raccolta e l'analisi della documentazione riguardante la pianificazione e progettazione di medio-lungo periodo delle infrastrutture nell'area aeroportuale al fine di valutare le potenziali modifiche del livello di impermeabilizzazione sui bacini;
2. una indagine idrologica sugli eventi meteorici nell'area dell'aeroporto finalizzata ad aggiornare le curve di probabilità pluviometrica della zona valutandone la rappresentatività anche in relazione ai presunti cambiamenti climatici;
3. la valutazione dei benefici associati alla trasformazione di superfici attualmente impermeabili in superfici parzialmente permeabili;
4. la valutazione delle potenzialità di detenzione di acque meteoriche sulle superfici impermeabili di copertura degli edifici ai fini della limitazione delle portate defluenti;
5. la valutazione della possibilità di utilizzare le acque meteoriche defluenti dai tetti, tramite raccolta, trattamenti preliminari e distribuzione con rete separata per i servizi igienici, lavaggio piazzali, o irrigazione di aree interne del sedime (con finalità di risparmio idrico);
6. la valutazione dei benefici ottenibili con la realizzazione di vasche di detenzione e/o ritenzione per la raccolta degli esuberanti di portata valutati;
7. una indagine su un nuovo scarico a mare delle acque meteoriche relative alla pista in previsione di realizzazione.

Nella presente relazione sono esposti i risultati delle attività svolte nell'ambito dell'incarico. Tali valutazioni sono state condotte sulla base dei dati acquisiti e dell'esecuzione di sopralluoghi nelle aree di interesse volti ad ottenere informazioni riguardanti lo stato dei luoghi, lo stato di manutenzione dei corsi d'acqua interessati e lo stato di consistenza delle opere idrauliche presenti. La relazione contiene infine indicazioni per la definizione degli interventi strutturali volti alla mitigazione del rischio idraulico nella zona di interesse.

Le attività svolte nell'ambito dell'incarico consentono di rispondere in maniera puntuale anche alle osservazioni ricevute in data 28/05/2021 sul progetto di aggiornamento del Masterplan 2013-2030 da parte della Commissione Tecnica di Verifica dell'Impatto Ambientale-VIA e VAS del Ministero della Transizione Ecologica (ID_VIP 5124). In particolare, le attività, svolte a livello di pianificazione, hanno consentito di rispondere alle osservazioni di cui alla lettera b) Aspetti progettuali e

ambientali idrologici e idraulici del documento prodotto dal Ministero. Il presente studio fornisce inoltre indicazioni limitatamente all'ubicazione dei sistemi di trattamento per le acque di prima pioggia e ai volumi di acqua trattata e scaricata nei recapiti finali (riferimento alla lettera b) Aspetti progettuali e ambientali per le acque superficiali, punto 8)) dello stesso documento. Infine, si fa presente che le osservazioni ricevute riguardanti gli aspetti idrologici e idraulici (i.e. precipitazioni brevi ed intense e portate del Torrente Forcile, studio idrologico e idraulico sugli interventi proposti per la riduzione del livello di rischio idraulico) sono trattate in altra relazione redatta nel 2017 che si allega.

1.2. Articolazione delle attività svolte

In relazione al livello di pianificazione generale connotato con la redazione dell'aggiornamento del Master-plan, le valutazioni effettuate nel presente studio al fine di identificare le tipologie di intervento per la mitigazione del rischio idraulico nelle aree dell'aeroporto sono state condotte sia mediante analisi idrologiche e idrauliche di tipo globale, sia tramite l'applicazione di uno specifico modello di simulazione. Le attività condotte nell'ambito della presente consulenza hanno riguardato in particolare:

- la raccolta delle informazioni e dei documenti di interesse;
- l'esame delle informazioni e dei documenti acquisiti;
- l'esecuzione di sopralluoghi nelle aree di interesse volti ad acquisire informazioni sullo stato dei luoghi e sul livello di manutenzione dei tratti della rete di drenaggio;
- l'acquisizione di informazioni riguardanti lo stato di consistenza delle opere idrauliche esistenti;
- l'analisi delle piogge storiche finalizzata ad aggiornare le curve di probabilità pluviometrica della zona e il calcolo delle portate di piena in diverse sezioni del reticolo idrografico, valutate sulla base di simulazioni per tempi di ritorno di interesse;
- l'analisi del funzionamento idraulico dell'attuale rete di drenaggio e la valutazione dei benefici associati alla trasformazione di superfici attualmente impermeabili in superfici parzialmente permeabili;
- la valutazione delle potenzialità di detenzione e utilizzo di acque meteoriche sulle superfici impermeabili di copertura degli edifici;
- la valutazione dei benefici ottenibili con la realizzazione di vasche di detenzione e/o ritenzione per la laminazione delle portate di piena.

Per lo studio delle piogge storiche sono state prese in conto le osservazioni pluviometriche registrate presso le stazioni di “Catania Genio Civile” e “Catania Istituto Agrario” appartenenti alla rete pluviometrica dell’Autorità di Bacino del Distretto Idrografico della Sicilia (ABDIS) essendo state prima gestite dall’Osservatorio delle Acque della Regione Siciliana. In particolare, i dati di precipitazione sono stati utilizzati per la determinazione delle curve di probabilità pluviometrica della zona per i diversi tempi di ritorno di interesse.

Le attività svolte hanno riguardato quindi la valutazione delle portate di piena in varie sezioni della rete di raccolta e smaltimento determinate da eventi meteorici individuati sulla base delle curve di probabilità pluviometrica precedentemente calcolate. La determinazione delle portate di piena nelle sezioni di interesse è stata effettuata procedendo alla simulazione idrologico-idraulica dell’intero bacino tramite il modello di simulazione utilizzato. Il modello di simulazione ha consentito infine di individuare, a scala di pianificazione, le azioni di mitigazione del rischio idraulico valutandone inoltre la rispettiva efficacia.

2. Caratteristiche del bacino

2.1. Morfologia, uso del suolo e litologia

L’aeroporto Fontanarossa è posizionato nella zona a sud della città di Catania e ricade nel tratto di fascia costiera all’interno della frazione di San Giuseppe alla Rena. L’area aeroportuale (intesa come l’insieme delle aree del sedime e delle aree esterne di servizio) è collocata tra il Torrente Forcile (a nord) e il Canale D’Archi (a sud). I due corsi d’acqua raccolgono parte delle acque meteoriche provenienti dagli insediamenti abitativi di Librino, Monte Po, Pigno e San Giorgio e dalla zona industriale di San Giuseppe alla Rena. L’area aeroportuale è delimitata a nord dall’area urbanizzata del Villaggio S. Maria Goretti, a est dal mare, a sud dallo Stradale Primosole e dalla Strada Provinciale SP69/1 e a ovest dalla linea ferroviaria Palermo-Catania e dalla stazione ferroviaria di Bicocca.

L’area del sedime aeroportuale, delimitata dalla strada perimetrale, presenta una forma allungata nella direzione ovest-est (parallelamente alla pista) ed è caratterizzata da una morfologia pianeggiante. Le aree interne al sedime sono per gran parte adibite alle infrastrutture di volo dell’aeroporto (piazzi di sosta degli aeromobili, pista, bretelle di collegamento, piazzali di servizio, strada perimetrale e stradelle interne) e presentano un elevato grado di impermeabilità. Le rimanenti aree sono caratterizzate da suoli incolti con vegetazione spontanea costituita prevalentemente da erba e da arbusti di piccola taglia e su tali aree vengono periodicamente eseguite specifiche

operazioni di sfalciamento e diserbo (fascia di sicurezza della pista e zone attorno ai piazzali).

Dal punto di vista morfologico le aree interne al sedime sono caratterizzate da basse pendenze e da quote altimetriche globalmente degradanti da ovest verso est; avvallamenti di modeste dimensioni sono inoltre presenti nelle zone incolte e in corrispondenza di alcuni tratti della strada perimetrale interna.

I suoli relativi alle aree esterne limitrofe al sedime aeroportuale sono in parte adibiti ad attività agricole e in parte lasciati incolti; tali aree (alcune delle quali sono in fase di acquisizione ai fini della realizzazione del Masterplan) sono localizzate sia a nord sia a sud del sedime immediatamente in adiacenza alla strada perimetrale.

Nella zona sud-ovest si trovano i terreni di pertinenza della stazione elicotteri Mari.Sta.Eli. della Marina Militare. Aree impermeabili sono invece localizzate *landside* a nord dell'aerostazione (parcheggi e strade di servizio) e a ovest dell'area del sedime in corrispondenza dell'area militare ex Aviazione Leggera dell'Esercito e delle caserme dei Carabinieri, della Guardia di Finanza e della Capitaneria di Porto.

Dal punto di vista litologico, l'area in esame è costituita prevalentemente da depositi alluvionali di tipo fluviale risultanti dai fenomeni di sedimentazione del F. Simeto e dei suoi affluenti. In particolare, i sopralluoghi svolti nelle aree interne all'aeroporto hanno consentito di evidenziare una prevalenza di terreni pesanti (argille e limi) nella parte ovest, di terreni di medio impasto (con alto contenuto di limi) nella porzione centrale dell'area del sedime e di terreni prevalentemente sciolti (sabbie-limose a granulometria medio-fine) nella parte est dell'area del sedime.

Dal punto di vista idrogeologico, anche in base a quanto desunto dai recenti campionamenti eseguiti da RFI, si può osservare la presenza di una falda con piezometrica abbastanza vicina al piano di campagna.

2.2. Caratteristiche del sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche

2.2.1. *Recapiti*

La rete di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche nelle aree scolanti interne ed esterne al sedime aeroportuale si innesta nel sistema del bacino idrografico del T. Forcile e dei rami affluenti di monte che lo costituiscono (T. Bummacaro, T. Librino, T. Nitta). Il bacino è delimitato a nord dal contiguo bacino del Torrente Acquicella e a sud da quello del Canale D'Arci. Il bacino è inquadrato all'interno della tavoletta IGM in scala 1:25000 appartenente al foglio n. 270, quadrante III, Orientamento Nord-Ovest (Catania Sud).

La rete di raccolta e smaltimento dell'aeroporto è costituita da un complesso sistema di tubazioni e canali artificiali che raccolgono le acque meteoriche convogliandole verso fossi e impluvi esistenti o direttamente verso il mare.

La rete di canalizzazioni affluente al Fosso Fontanarossa raccoglie le acque meteoriche provenienti dalle aree scolanti esterne a nord e a ovest del sedime aeroportuale (parcheggi, strade di accesso e di servizio, area militare). Il Fosso Fontanarossa, unico affluente di valle del T. Forcile, ubicato all'interno della frazione di San Giuseppe la Rena, è stato interessato negli anni da diversi interventi di sistemazione da parte del Comune di Catania e presenta, nel suo primo tratto, una sezione di forma trapezia con pareti e fondo rivestite in lastre di cls. Dopo diversi cambi della sezione trasversale e dopo un attraversamento in tombino all'intersezione con la via S. Giuseppe alla Rena, il Fosso confluisce con il T. Forcile. Il bacino del Fosso Fontanarossa mostra una morfologia estremamente pianeggiante e un grado di impermeabilità mediamente più elevato rispetto a quello del bacino del T. Forcile nonché una rete di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche caratterizzata da una forte connotazione di tipo urbano. Tale bacino comprende una porzione delle superfici interne al sedime aeroportuale (prevalentemente le aree destinate a parcheggio) e a ovest zone di pertinenza dell'area militare. Il Fosso Fontanarossa è recapito finale anche di parte delle acque meteoriche che precipitano nel sedime dell'aeroporto *airside* e che vengono raccolte tramite la rete interna di smaltimento. L'aliquota maggiore delle acque interne *airside* viene però convogliata tramite un'altra rete di canalizzazioni a est verso il mare nel tratto di spiaggia attualmente di pertinenza del lido balneare Cled.

2.2.2. Reti di canalizzazioni

I sopralluoghi, i documenti e i precedenti studi effettuati all'interno del sedime aeroportuale hanno consentito di definire la struttura di due reti per la raccolta e lo smaltimento delle acque di pioggia che interessano le aree della pista, dei piazzali di sosta e delle altre aree di manovra degli aeromobili.

La gerarchia delle reti, le principali tubazioni e i loro tracciati sono stati individuati utilizzando le indicazioni sulla rete esistente derivate dagli elaborati progettuali acquisiti. La rete con recapito nel F. Fontanarossa è localizzata nella parte centrale dell'area del sedime aeroportuale. La linea di scarico è costituita da un canale di sezione scatolare in calcestruzzo armato di larghezza pari a 2.4 m e di altezza pari a 1.5 m. Il canale ha inizio nella zona sud dell'area del sedime (in corrispondenza della quale raccoglie le acque meteoriche della parte centrale della pista e di altre aree non

impermeabilizzate) e si sviluppa in direzione sud-nord. Lungo il percorso attraversa, a una profondità di circa 1 m al di sotto del piano di campagna, il piazzale di sosta antistante l'aerostazione in corrispondenza del quale riceve modeste aliquote delle acque meteoriche convogliate da alcune delle canalette di scolo presenti. Il canale poi procede in direzione ovest e recapita le acque meteoriche convogliate verso il Fosso Fontanarossa.

La linea di scarico al mare della seconda rete è costituita da canali e tubazioni di varia forma e sezione. In particolare, la linea di scarico include un canale di drenaggio di forma trapezoidale e una serie di canali circolari in cls rotocompresso con dimensioni comprese tra 0.8 m e 1.5 m. La linea di scarico sbocca in un pozzetto in calcestruzzo dal quale si dipartono le canalizzazioni emissarie che transitano al di sotto dello Stradale Primosole e al di sotto del Lungomare Kennedy e sfociano sulla spiaggia. La raccolta delle acque meteoriche sui piazzali di sosta degli aeromobili è effettuata prevalentemente mediante canalette a sezione rettangolare con griglia e a sezione circolare con fessura di tipo "slot drains". La raccolta e lo smaltimento delle acque meteoriche che precipitano sulla attuale pista e sulle bretelle di collegamento viene effettuato mediante canalette a fessura disposte ai lati del rilevato. Anche tali acque confluiscono nella linea di scarico al mare tramite l'immissione in diversi punti lungo la linea stessa, quasi sempre in corrispondenza delle bretelle di collegamento della pista con i piazzali.

3. Analisi delle piogge

La presente indagine riguarda le acque del sedime aeroportuale sia dal punto di vista del loro drenaggio sia dal punto di vista della loro utilizzazione. Pertanto l'indagine idrologica è stata effettuata con riferimento sia all'analisi delle piogge intense sia all'analisi delle altezze di pioggia totali a prefissata scala temporale. Nello specifico, per quest'ultima analisi, è sembrato eccessivo condurre lo studio su base giornaliera e nel contempo troppo grossolano condurre lo studio soltanto su base annua. Pertanto si è proceduto ad adottare la scala temporale mensile operando sui totali delle altezze di precipitazione mensili. Nel seguito vengono mostrati i dati, i criteri adottati e le elaborazioni effettuate riguardanti la duplice analisi delle piogge.

3.1. Piogge intense di durata pari a 1, 3, 6, 12 e 24 ore

3.1.1. Dati utilizzati

Per la determinazione degli eventi di precipitazione di progetto associati a prefissati tempi di ritorno, da utilizzare nel presente studio, è stato necessario effettuare una indagine preliminare di tipo probabilistico sulle serie storiche delle precipitazioni registrate nelle stazioni di interesse presenti nell'area in studio.

In particolare le stazioni pluviometriche ubicate nelle vicinanze dell'area in esame e alle quali si è fatto riferimento, sono la stazione di Catania Genio Civile Opere Marittime (G.C.OO.MM.) e la stazione di Catania Istituto Agrario (I.A.). Le due stazioni sono oggi di competenza dell'Autorità di Bacino del Distretto Idrografico della Sicilia (ABDIS) essendo state prima gestite dall'Osservatorio delle Acque della Regione Siciliana.

Le principali caratteristiche delle due stazioni sono riportate nella Tabella 3.I.

Tabella 3.I. Caratteristiche delle stazioni pluviometriche considerate.

Nome stazione	Tipo di apparecchio	Altitudine [m s.m.m.]	Anno inizio osservazioni
Catania G.C.OO.MM.	pluviografo	3	1928
Catania I.A.	pluviografo	75	1947

Dagli Annali Idrologici pubblicati (Parte I, Sezione B, Tabella III), per le due stazioni scelte, sono stati acquisiti i valori massimi annuali delle altezze di precipitazione di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore per tutti gli anni di registrazione disponibili. La raccolta dei dati misurati relativamente alla stazione Catania G.C.OO.MM. ha condotto alla determinazione di 5 serie storiche (una per ogni durata della pioggia) di numerosità pari a 39 (periodo 1928 – 2002). L'acquisizione dei dati relativi alla stazione Catania I.A. ha condotto invece alla determinazione di 5 serie di numerosità pari a 30 (periodo

1947 – 2015). Le due stazioni pluviometriche hanno 12 anni di registrazione in comune.

Al fine di ottenere 5 serie caratterizzate dalla massima numerosità possibile e, soprattutto, al fine di tenere conto anche degli anni più recenti caratterizzati da eventi pluviometrici di particolare intensità, è stata esaminata la possibilità di unificare i dati raccolti per le due stazioni. A questo scopo è stato effettuato il test statistico non parametrico di Mann-Whitney. Tale test ben si addice alla tipologia dei dati in esame, che, come è noto, non sono distribuiti normalmente. Il test di Mann-Whitney si basa sui ranghi, cioè il numero d'ordine delle osservazioni stesse. In particolare per l'applicazione del test, per ciascuna durata della precipitazione, si attribuisce un rango a tutte le osservazioni dei due campioni considerate in un unico insieme, sulla base del loro valore, assegnando rango 1 all'osservazione più piccola. Si calcola quindi la somma T (-) dei ranghi delle osservazioni del campione più piccolo. Il valore di tale somma segue approssimativamente una distribuzione normale con media $\mu(T)$ e deviazione standard $\sigma(T)$ note. Dal confronto fra la variabile ridotta $Z = \frac{T - \mu(T)}{\sigma(T)}$ e il valore critico prescelto della distribuzione normale (livello di significatività $\alpha=0,05$) si determina se il valore ottenuto è compatibile con l'ipotesi che le differenze fra i due gruppi a confronto siano dovute solo alla casualità della loro composizione.

Un esito positivo del test (Z minore o uguale al valore critico) avvalora l'ipotesi che i due campioni di dati possano provenire da una stessa popolazione e quindi non esclude la possibilità di unire i dati appartenenti alle due stazioni pluviometriche in un unico insieme. La Tabella 3.II riporta i risultati del test, positivi per tutte le 5 serie di durata.

Tabella 3.II. Risultati del test statistico di Mann – Whitney per le piogge intense

	Serie 1h	Serie 3h	Serie 6h	Serie 12h	Serie 24h
Z calcolato	1.21	1.90	1.30	1.10	0.10
Z teorico	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96
Esito	SI	SI	SI	SI	SI

L'unificazione dei dati delle due stazioni pluviometriche è stata condotta integrando i dati mancanti della serie della stazione con numerosità maggiore (Catania G.C.OO.MM) con i dati disponibili della serie della stazione con numerosità inferiore (Catania I.A.). Nella Tabella 3.III sono riportate le 5 serie di dati così ottenute prese a base delle elaborazioni successive. Gli anni di registrazione riportati in neretto sono relativi ai valori della stazione Catania I.A.. Le 5 serie, a seguito della procedura di unione dei dati delle due stazioni, risultano avere numerosità pari a 57.

Tabella 3.III. Serie delle altezze di pioggia di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore considerate.

	Anno	1h	3h	6h	12h	24h
1	1928	21.4	34.0	65.2	91.2	133.8
2	1929	18.8	20.0	28.4	31.0	48.2
3	1930	17.0	25.0	39.0	43.0	62.0
4	1931	25.8	31.6	57.0	80.0	123.6
5	1933	34.8	42.6	42.6	77.4	77.4
6	1934	19.0	25.0	33.0	62.0	80.0
7	1935	17.2	23.8	33.0	44.4	66.0
8	1936	40.4	73.4	88.6	93.4	156.0
9	1942	51.6	65.8	67.8	70.0	94.0
10	1943	33.2	46.6	78.0	117.4	124.8
11	1945	27.0	62.0	99.4	116.6	130.4
12	1946	56.0	105.0	126.6	152.2	167.0
13	1947	51.1	51.1	51.1	53.4	81.3
14	1948	20.4	43.0	60.0	85.2	95.6
15	1967	26.4	35.2	35.2	35.6	37.8
16	1968	9.2	11.6	12.2	12.6	13.2
17	1969	16.0	18.0	24.2	44.4	69.4
18	1972	39.8	87.2	97.4	97.4	115.8
19	1974	15.4	29.8	34.0	50.8	55.2
20	1975	45.0	52.2	52.2	71.8	95.6
21	1976	65.0	67.8	89.4	101.4	101.4
22	1977	18.0	23.2	23.2	23.2	23.2
23	1978	36.2	54.8	59.8	76.4	83.0
24	1979	60.4	80.0	92.0	101.0	146.6
25	1981	36.0	38.4	38.4	40.8	44.8
26	1982	28.2	35.4	56.8	63.4	72.2
27	1984	39.2	94.2	116.2	129.2	136.3
28	1985	56.2	66.8	68.6	83.2	138.5
29	1986	15.2	27.9	32.0	35.7	48.0
30	1987	13.8	20.0	26.0	47.8	54.4
31	1988	26.0	27.2	35.8	61.6	70.0
32	1989	16.0	19.2	35.6	44.6	56.4
33	1990	22.0	38.0	47.0	86.0	128.8
34	1991	28.4	32.4	32.6	43.4	53.6
35	1992	29.8	61.2	79.6	113.2	124.2
36	1993	25.0	35.0	54.0	84.0	106.8
37	1994	18.6	31.0	68.4	88.5	98.3
38	1995	42.6	67.8	78.1	112.1	112.5
39	1996	35.9	35.9	37.2	45.5	57.6
40	1997	39.0	76.2	92.6	155.6	171.4
41	1998	70.0	83.8	105.0	106.6	106.6
42	1999	26.2	26.2	44.0	73.0	106.8
43	2000	21.0	33.0	55.2	67.0	83.0
44	2001	23.0	28.2	28.2	33.6	42.6
45	2002	40.0	43.4	43.4	57.0	67.0
46	2003	46.5	90.5	107.3	126.2	126.8
47	2004	32.5	33.3	38.7	43.9	63.6
48	2005	25.7	33.6	45.0	64.1	103.0
49	2006	26.6	41.3	72.5	74.7	111.0
50	2007	57.6	62.1	66.9	74.4	89.8
51	2008	27.9	47.4	51.9	51.9	80.1
52	2009	31.2	43.9	55.9	78.8	81.8
53	2010	25.1	47.8	50.6	54.8	62.6
54	2012	28.8	52.2	60.6	83.5	131.4
55	2013	60.0	77.4	77.6	77.6	77.6
56	2014	73.4	112.2	114.4	117.4	119.4
57	2015	76.6	112.8	145.2	185.6	212.8

3.1.2. Curve di probabilità pluviometrica

3.1.2.1. Distribuzioni di probabilità

Le serie di dati di precipitazione riportati nella Tabella 3.III sono state utilizzate per la determinazione delle curve di probabilità pluviometrica. Tali curve consentono, per prefissato tempo di ritorno, di valutare l'altezza di precipitazione per qualsiasi durata della pioggia. Il tempo di ritorno è da intendersi come il periodo di anni in cui l'evento di precipitazione può essere mediamente uguagliato o superato in termini di severità.

Per la determinazione delle curve di probabilità pluviometrica è stato necessario individuare preliminarmente le distribuzioni di probabilità alle quali meglio si adattano le curve di frequenza cumulata di non superamento delle serie dei massimi annuali di ciascuna durata. In particolare sono state prese in considerazione tre distribuzioni di probabilità: due distribuzioni "Log-Normale" e una distribuzione di Gumbel. In particolare i parametri μ_y e σ_y di una distribuzione Log-Normale sono stati stimati con il metodo dei "momenti" mentre i parametri dell'altra con il metodo della "massima verosimiglianza". I parametri α e β della distribuzione di Gumbel sono stati stimati con il metodo dei "momenti".

I valori dei parametri delle distribuzioni di probabilità per le 5 durate sono riportati in tabella 3.IV.

Tabella 3.IV. Valori calcolati per i parametri delle diverse distribuzioni di probabilità.

Serie di dati	Durata [ore]	μ_y (momenti)	σ_y (momenti)	μ_y (max ver.)	σ_y (max ver.)	α	β
Catania G.C.OO.MM. + Catania I.A.	1	3.436	0.455	3.429	0.479	0.0776	27.01
	3	3.791	0.483	3.780	0.518	0.0502	38.29
	6	4.018	0.457	4.005	0.502	0.0432	48.33
	12	4.240	0.443	4.224	0.505	0.0359	60.53
	24	4.472	0.403	4.450	0.499	0.0322	77.01

Un confronto grafico fra le distribuzioni delle frequenze cumulate delle altezze massime annuali osservate per le diverse durate e le distribuzioni di probabilità scelte è riportato nelle figure 3.1, 3.2 e 3.3. L'esame delle figure mette in evidenza un buon adattamento di tutte le tre distribuzioni analizzate alle serie dei dati di pioggia.

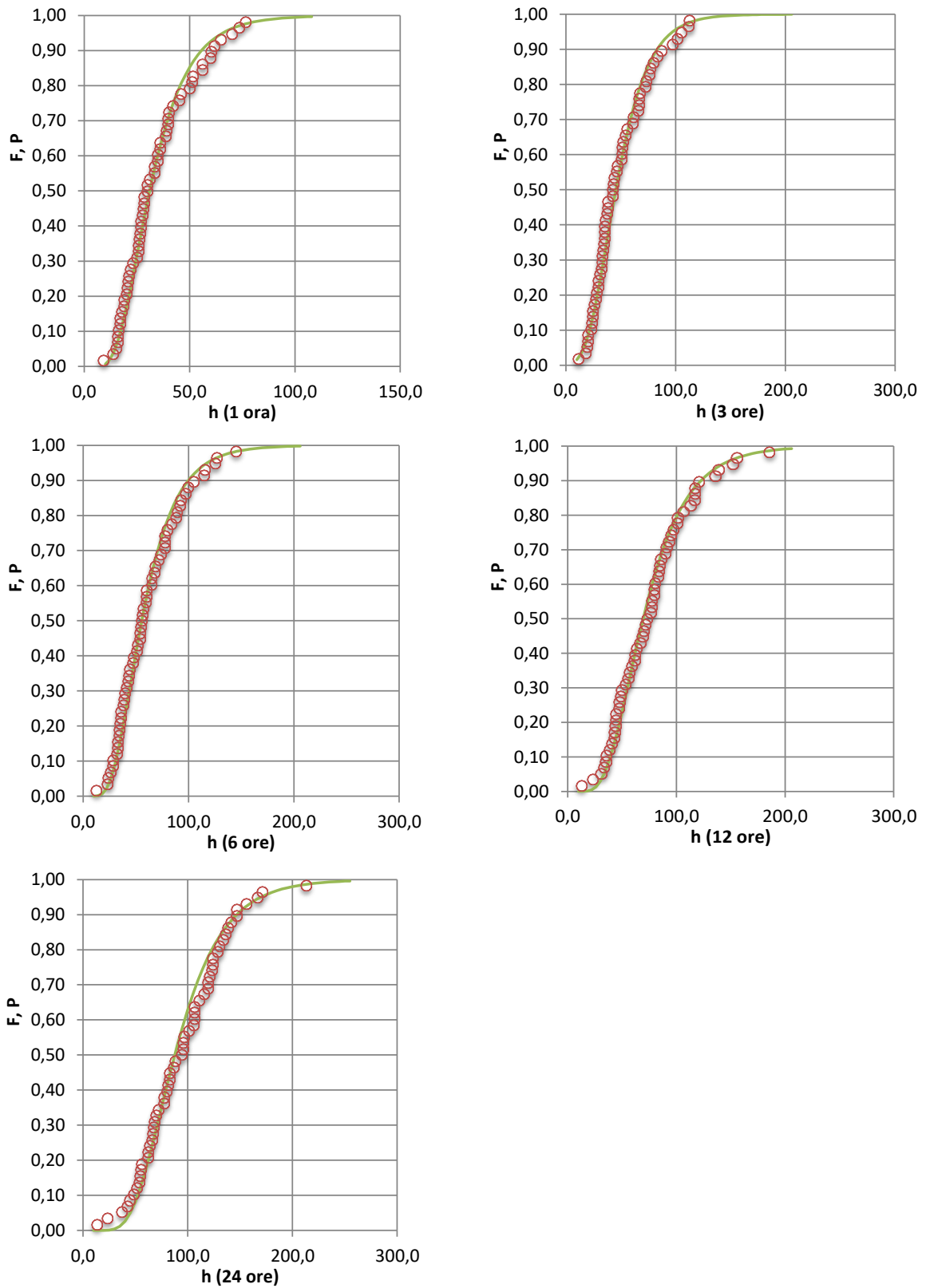


Figura 3.1 Frequenze cumulate delle altezze di pioggia massime annuali e distribuzione di probabilità Log-normale (metodo dei momenti)

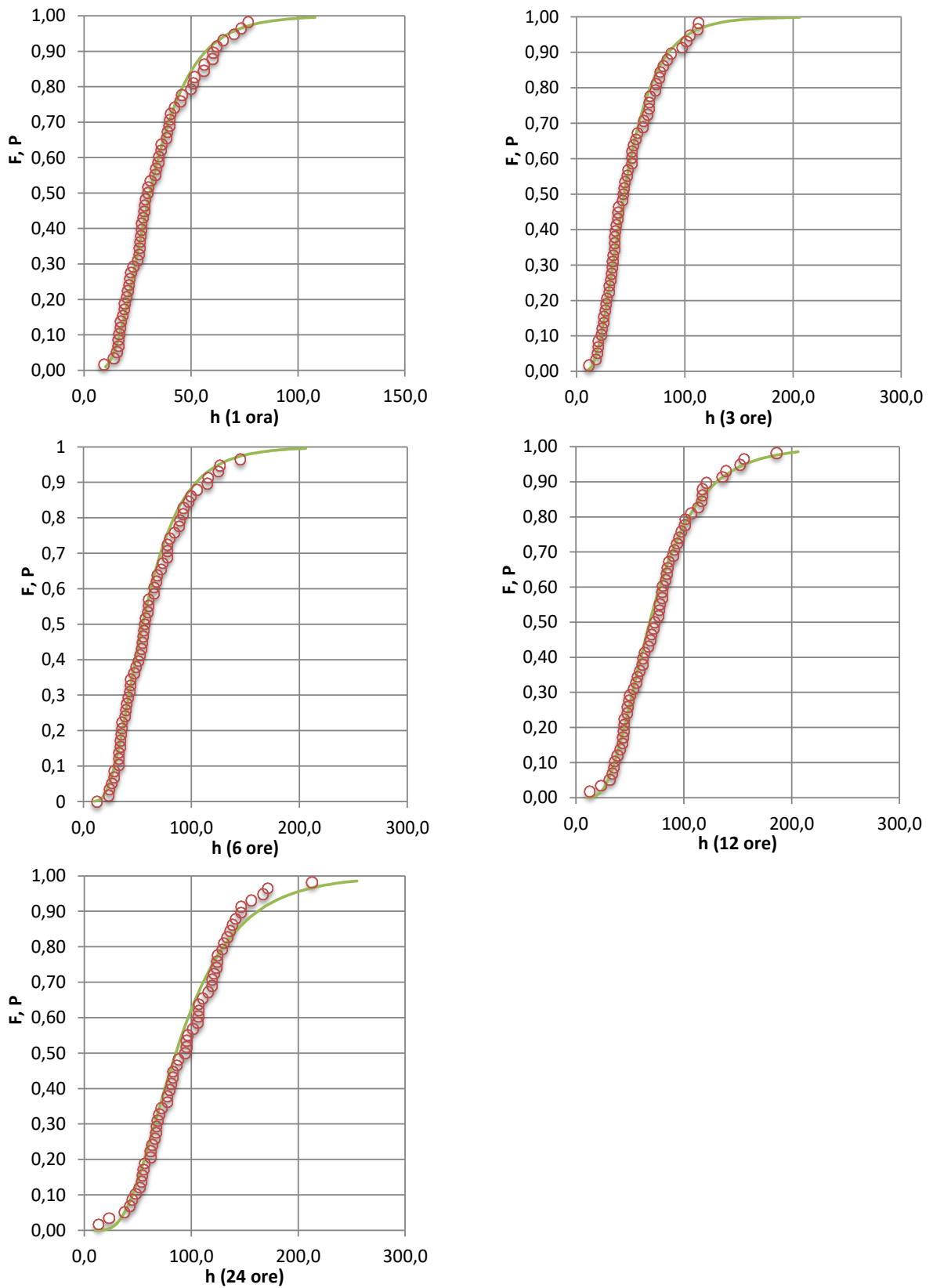


Figura 3.2 Frequenze cumulate delle altezze di pioggia massime annuali e distribuzione di probabilità Log-normale (metodo della massima verosimiglianza)

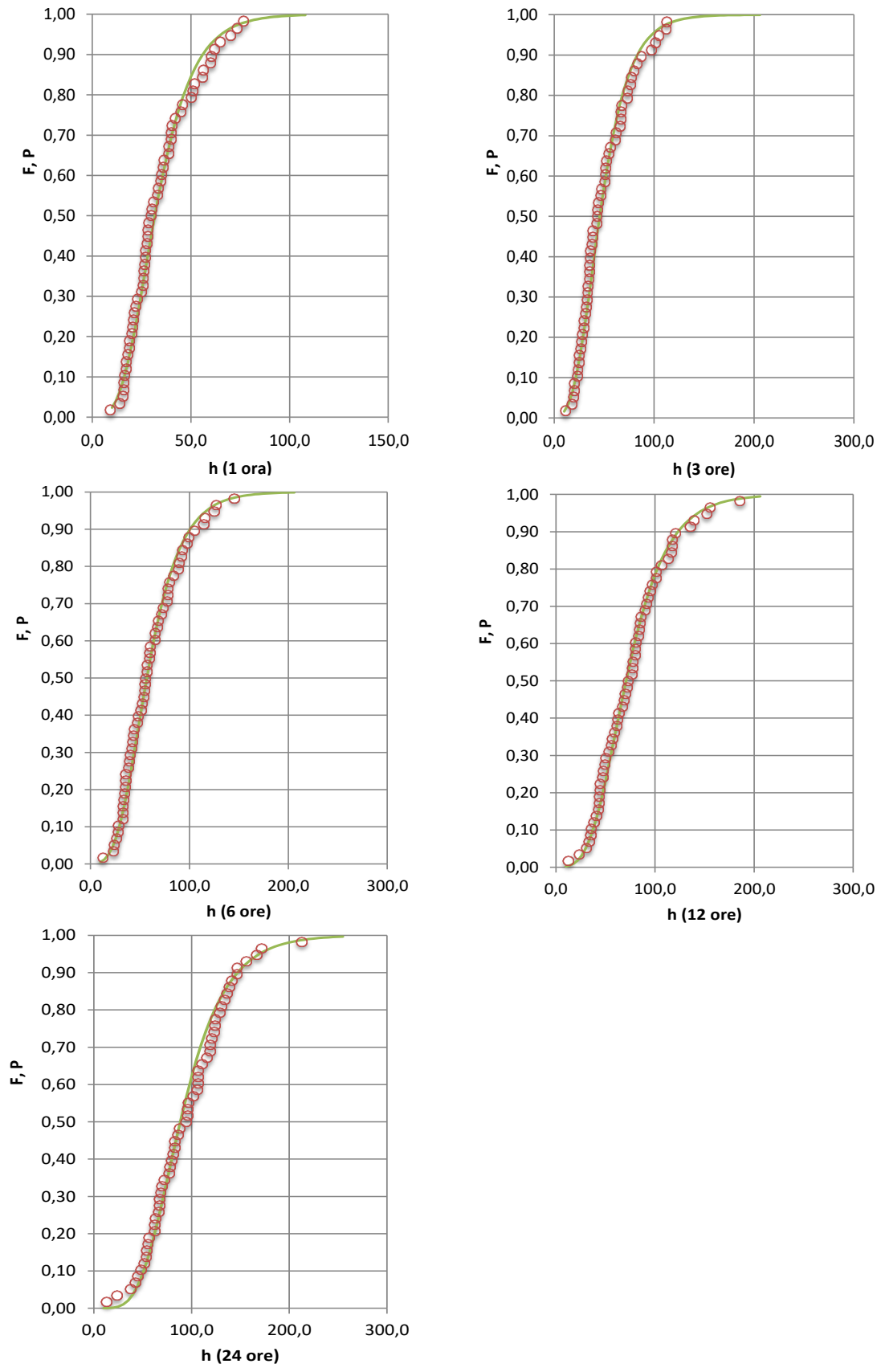


Figura 3.3 Frequenze cumulate delle altezze di pioggia massime annuali e distribuzione di probabilità di Gumbel.

Per valutare il grado di adattamento delle distribuzioni trovate a quelle sperimentali si è fatto ricorso al test statistico del Chi-quadrato. I risultati del test, che si ritiene superato quando il valore del Chi-quadrato risulti minore o uguale al valore critico, sono riassunti in Tabella 3.V. Si osserva che le tre le distribuzioni teoriche si adattano al campione di dati per ogni durata della pioggia. Per la successiva determinazione delle curve di probabilità pluviometrica si è scelta la distribuzione Log-Normale con parametri stimati con il metodo della massima verosimiglianza in quanto fornisce mediamente il valore più basso della statistica del test.

Tabella 3.V. Risultati del test statistico di adattamento del Chi-quadrato.

Pluviografo	Durata [h]	Distribuzione di Gumbel			Distribuzione Log-N (momenti)			Distribuzione Log-N (max verosimiglianza)		
		χ^2 teorico	χ^2 calcolato	Esito	χ^2 teorico	χ^2 calcolato	Esito	χ^2 teorico	χ^2 calcolato	Esito
Catania G.C.OO.MM. + Catania I.A.	1	11.07	1.81	SI	11.07	3.77	SI	11.07	1.81	SI
	3	11.07	7.14	SI	11.07	3.49	SI	11.07	2.37	SI
	6	11.07	5.18	SI	11.07	2.93	SI	11.07	3.49	SI
	12	11.07	3.21	SI	11.07	4.61	SI	11.07	4.05	SI
	24	11.07	5.46	SI	11.07	5.46	SI	11.07	6.86	SI
	media		4.560			4.052			3.716	

3.1.2.2. Determinazione delle curve di probabilità pluviometrica

La determinazione delle curve di probabilità pluviometrica è stata effettuata secondo la metodologia comunemente riportata nella letteratura idrologica consolidata. I valori delle altezze di pioggia di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore, ricavati dalla distribuzione di probabilità prescelta (Log-Normale con parametri stimati con il metodo della massima verosimiglianza) per 6 tempi di ritorno (2, 5, 10, 20, 50 e 100 anni), sono stati interpolati con equazioni monomie del tipo:

$$h = at^n$$

In particolare, i valori dei parametri delle curve di probabilità pluviometrica sono stati ricavati tramite il metodo dei minimi quadrati rendendo minima la somma degli scarti al quadrato tra le altezze di pioggia da interpolare e le corrispondenti altezze calcolate.

I valori di a ed n delle curve di probabilità pluviometrica e i valori del coefficiente di determinazione R^2 ottenuti per i 6 tempi di ritorno individuati sono riportati nella Tabella 3.VI. I valori di R^2 ottenuti, prossimi all'unità, testimoniano la significatività delle interpolazioni effettuate. Nella Figura 3.4 sono riportate le curve di probabilità pluviometrica ottenute.

Tabella 3.VI. Valori dei parametri e coefficienti di determinazione ottenuti per le curve di probabilità pluviometrica per le durate comprese tra 1 e 24 ore.

Pluviografo	Tempo di ritorno	a	n	R^2
Catania G.C.OO.MM. + Catania I.A.	2 anni	30.82	0.321	0.999
	5 anni	46.66	0.325	0.999
	10 anni	57.96	0.327	0.998
	20 anni	69.33	0.329	0.997
	50 anni	84.81	0.330	0.996
	100 anni	97.01	0.332	0.995

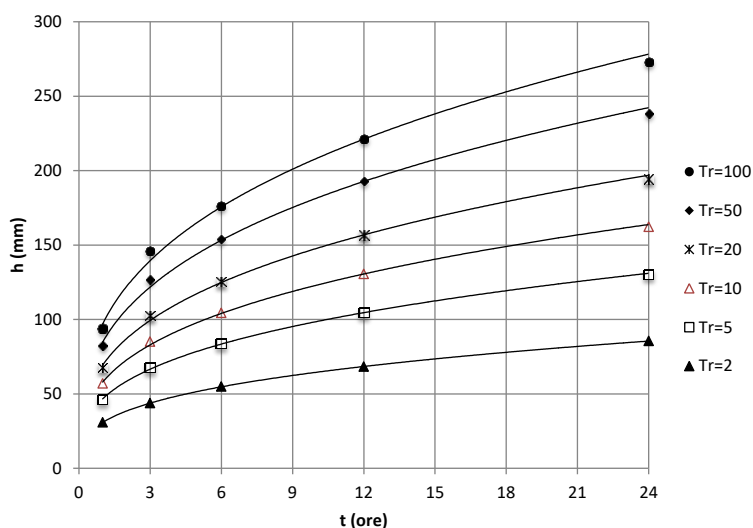


Figura 3.4 Curve di probabilità pluviometrica per piogge di durata superiore a 1 ora e per tempi di ritorno pari a 2, 5, 10, 20, 50 e 100 anni.

Poiché il tipo di curva di probabilità pluviometrica adottata conduce a sovrastimare le altezze di pioggia per le durate più brevi, per le durate di pioggia inferiori a 1 ora si è provveduto, in accordo ad Hershfield ed Engman (1981), a correggere le curve di probabilità pluviometrica ottenute adottando per l'esponente n il valore di 0.5.

3.2. Ietogrammi di calcolo

In assenza di dati riguardanti la ripartizione nel tempo delle altezze di precipitazione, per gli eventi di pioggia presi a base delle verifiche idrauliche e per i diversi tempi di ritorno scelti si sono adottati ietogrammi di tipo "Chicago" con picco centrato.

In particolare gli ietogrammi di tipo "Chicago" forniscono, per qualsiasi durata parziale, valori di intensità di pioggia derivati dalle curve di probabilità pluviometrica. Pertanto l'utilizzo di tali ietogrammi consente di tenere conto di intensità e durate critiche della pioggia differenti per ciascun elemento del sistema idraulico. Tali ietogrammi sono giudicati severi poiché assegnano a qualsiasi intervallo di durata la precipitazione massima compatibile con la curva di probabilità pluviometrica. La durata massima degli ietogrammi di tipo Chicago adottati è stata assunta pari a 2 ore, come di

consueto, maggiore del tempo di corrivazione stimato per l'intero bacino, mentre le durate parziali sono state assunte pari a 15 minuti.

Gli ietogrammi Chicago determinati per i 4 tempi di ritorno individuati e utilizzati come input al modello di simulazione sono riportati nella Figura 3.5.

I valori di picco degli ietogrammi risultano, come atteso, sensibilmente elevati anche per bassi tempi di ritorno.

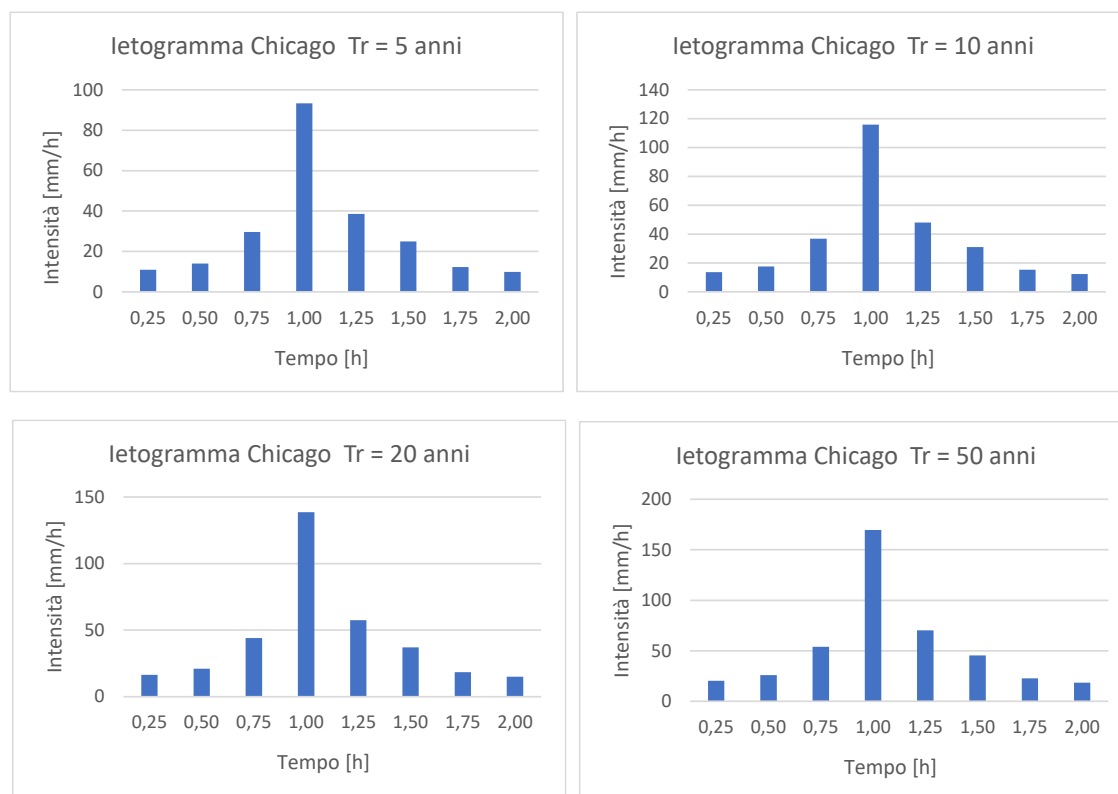


Figura 3.5 Ietogrammi Chicago con picco di intensità centrato per i tempi di ritorno di 5, 10, 20 e 50 anni utilizzati nelle simulazioni.

3.3. Piogge mensili

3.3.1. Dati utilizzati

L'analisi delle piogge mensili, indispensabile per la valutazione delle risorse che si renderebbero disponibili tramite il recupero delle acque piovane, è stata svolta ancora una volta con riferimento ai dati disponibili delle stazioni di misura di Catania Genio Civile Opere Marittime (G.C.OO.MM.) e di Catania Istituto Agrario (I.A.).

In particolare, per la stazione di Catania Genio Civile Opere Marittime (G.C.OO.MM.) sono disponibili 60 anni di osservazioni di altezze di pioggia mensile per il periodo di funzionamento 1925 - 2003. Per la stazione di Catania Istituto Agrario (I.A.) sono disponibili invece 56 anni di osservazioni di altezze di pioggia mensile per il periodo di funzionamento 1936 - 2015. Pertanto, dagli Annali Idrologici e relativamente alle due stazioni scelte, sono stati acquisiti i valori totali di pioggia mensile (Parte I, Sezione B, Tabella II), per tutti gli anni di registrazione disponibili.

Le due stazioni pluviometriche hanno 31 anni di registrazione in comune. Degli anni non in comune, 23 appartengono alla stazione di Catania I.A. e 19 alla stazione di Catania G.C.OO.MM..

Anche per i totali di pioggia mensile si esaminata la possibilità di ottenere un'unica serie caratterizzata dalla massima numerosità possibile e dalla disponibilità di dati relativi agli anni più recenti.

E' stata esaminata quindi, così come fatto per i dati di pioggia intensa, la possibilità di unificare in un unico campione i dati raccolti per le due stazioni integrando i dati della stazione di Catania G.C.OO.MM. con quelli della stazione di Catania I.A..

Per verificare che l'accorpamento dei dati sia statisticamente possibile, si è effettuato il test statistico non parametrico di Mann-Whitney. Il campione di dati considerato per il test è stato ottenuto integrando i dati della serie più lunga (Catania G.C.OO.MM.) con i dati della serie di Catania I.A..

La Tabella 3.VII riporta i risultati del test. Per 4 mesi (Febbraio, Marzo, Aprile e Settembre), nonché per il totale annuo, il test ha dato esito negativo. Pertanto si è ritenuto di non effettuare l'accorpamento dei dati delle due stazioni.

Considerando che i dati della stazione di Catania G.C.OO.MM. si arrestano al 2003 mentre quelli della stazione di Catania I.A., di numerosità quasi uguale, sono aggiornati fino al 2015, per le elaborazioni seguenti sono stati presi in conto solo i dati della serie di quest'ultima stazione.

Tabella 3.VII. Risultati del test statistico di Mann – Whitney per le piogge mensili

	G	F	M	A	M	G	L	A	S	O	N	D	Anno
Z _{calc.}	1.32	2.14	3.45	2.25	0.62	1.35	1.12	0.38	2.59	1.89	1.54	1.88	4.58
Z _{teor.}	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96
Esito	SI	NO	NO	NO	SI	SI	SI	SI	NO	SI	SI	SI	NO

Nella Tabella 3.VIII sono riportate le serie delle altezze totali di pioggia mensile e dell'altezza totale annua prese a base per le elaborazioni successive.

Tabella 3.VIII. Altezze di pioggia mensili e totali annue considerate per le elaborazioni

Anno	G	F	M	A	M	G	L	A	S	O	N	D	Anno
1936	9.0	21.0	7.0	8.0	21.0	21.0	0.0	8.0	20.0	23.0	241.0	95.0	474.0
1940	221.5	14.8	23.2	100.5	53.7	23.5	3.5	24.0	16.0	75.0	17.0	46.0	618.7
1941	33.9	19.2	108.5	52.0	45.3	19.0	5.0	0.0	24.5	25.0	338.0	12.0	682.4
1942	150.0	164.5	122.0	7.5	7.5	15.5	0.0	20.0	6.0	54.0	226.0	161.5	934.5
1944	0.0	27.0	23.0	29.0	4.0	2.0	0.0	15.0	44.0	37.0	9.0	438.0	628.0
1945	46.0	33.0	27.0	4.0	10.0	0.0	0.0	4.0	51.0	17.0	203.0	54.0	449.0
1946	468.0	24.0	110.5	98.5	5.0	0.0	0.0	40.0	179.5	46.5	246.5	1218.5	
1947	118.9	16.5	0.0	15.0	10.0	0.0	7.5	5.2	15.5	170.5	15.5	32.5	407.1
1948	37.5	69.5	24.0	42.5	38.5	1.3	10.0	0.0	80.5	177.0	166.5	241.3	888.6
1949	224.5	71.0	87.0	12.5	41.5	9.0	7.0	0.5	25.5	170.5	124.0	7.5	780.5
1950	284.4	103.0	65.0	33.0	17.0	18.0	0.0	22.5	21.0	124.6	83.0	60.3	831.8
1951	103.2	17.5	60.4	2.0	13.0	3.0	32.5	7.6	110.3	798.5	78.0	30.5	1256.5
1952	41.0	88.0	73.5	10.0	21.5	3.0	0.0	0.0	0.0	19.0	68.5	31.5	356.0
1953	74.5	32.5	478.5	44.0	96.5	19.5	0.0	97.5	0.0	462.0	141.5	64.0	1510.5
1955	174.0	15.4	134.7	128.0	60.0	7.0	10.8	5.3	70.2	57.5	12.2	85.0	760.1
1956	21.8	166.4	78.4	5.0	3.0	0.0	0.0	0.0	52.8	37.1	181.7	81.8	628.0
1957	153.0	0.0	42.0	73.4	32.4	0.6	0.0	17.6	13.6	223.4	347.4	111.6	1015.0
1958	88.0	29.6	49.8	37.2	13.4	1.2	1.4	0.0	148.8	58.2	456.6	222.2	1106.4
1959	35.2	48.6	58.4	103.7	51.2	14.4	15.2	16.6	28.4	179.0	95.6	17.0	663.3
1960	87.8	91.4	96.0	75.2	104.8	2.0	1.0	0.0	21.0	71.4	19.4	152.6	722.6
1961	129.5	3.4	19.7	1.5	7.5	6.0	0.0	0.0	0.0	30.0	116.5	81.0	395.1
1962	61.9	101.0	100.8	13.6	0.0	5.8	10.0	12.6	1.0	256.4	110.8	23.0	696.9
1963	78.2	74.2	55.6	48.6	31.0	28.8	24.4	15.0	60.4	66.8	18.0	93.2	594.2
1982	200.6	97.4	46.8	66.6	8.6	0.0	0.0	1.6	93.0	158.8	118.2	69.8	861.4
1984	19.6	74.0	32.2	48.2	5.8	0.0	0.0	4.6	22.6	62.0	176.4	245.8	691.2
1985	303.4	26.2	119.6	37.8	18.0	0.0	1.0	0.0	37.0	74.2	50.8	60.6	728.6
1986	25.8	53.2	174.6	5.6	1.0	2.2	4.0	0.8	47.6	95.6	158.0	74.6	643.0
1987	13.6	31.6	65.0	18.2	25.4	3.2	0.0	0.0	39.8	10.8	56.8	27.4	291.8
1988	41.6	30.4	38.6	8.2	5.4	2.8	0.0	0.8	40.0	1.2	141.2	67.0	377.2
1989	91.2	35.2	29.8	15.4	8.8	1.4	9.6	0.8	2.8	33.4	63.4	152.6	444.4
1990	143.2	2.4	1.4	39.2	45.6	0.6	1.0	17.0	24.0	21.6	156.0	145.8	597.8
1991	112.2	63.0	114.6	21.8	4.0	14.0	1.2	12.2	134.0	68.4	46.6	119.4	711.4
1992	230.0	56.2	70.8	14.0	68.4	29.8	12.6	17.4	43.6	36.0	5.2	250.0	834.0
1993	13.0	71.0	39.0	3.6	39.4	0.2	0.0	0.0	19.2	74.0	219.0	42.2	520.6
1994	63.0	28.2	0.0	42.0	5.0	21.2	4.0	0.4	16.4	193.4	57.0	30.8	461.4
1995	95.0	7.8	94.2	16.4	19.8	9.4	0.0	17.0	121.2	22.0	169.6	152.6	725.0
1996	200.0	174.0	233.0	14.0	21.6	21.2	1.0	59.2	50.4	65.6	15.8	149.6	1005.4
1997	63.6	32.2	78.2	33.0	53.6	4.4	0.0	63.0	94.2	296.8	213.6	26.0	958.6
1998	47.2	16.0	81.6	18.0	22.6	0.0	0.0	0.0	72.8	20.0	131.6	32.0	441.8
1999	47.0	7.2	56.4	5.0	4.6	0.4	5.4	7.6	31.8	27.2	302.8	140.2	635.6
2000	276.8	34.8	9.8	41.2	15.8	34.4	0.0	10.4	57.2	73.4	20.4	94.8	669.0
2001	123.8	23.0	25.6	12.8	25.4	4.2	0.0	12.6	38.2	0.0	31.6	381.4	678.6
2002	50.6	64.4	22.6	117.8	49.8	0.2	11.2	0.0	18.4	11.6	130.6	38.2	515.4
2003	157.6	120.2	39.4	79.2	0.6	4.4	0.0	2.4	125.0	145.6	361.4	155.4	1191.2
2004	12.6	13.2	60.8	59.4	44.0	24.6	6.8	0.0	56.2	12.6	175.2	263.4	728.8
2005	49.6	66.0	34.8	101.6	10.6	27.0	0.0	6.6	54.8	78.6	14.0	196.4	640.0
2006	133.6	134.4	17.0	34.4	7.8	26.8	12.0	7.6	33.6	195.6	75.4	243.8	922.0
2007	3.0	50.0	184.0	37.4	4.4	26.6	0.0	0.0	33.2	198.4	151.8	156.0	844.8
2008	44.4	53.2	32.0	48.6	9.4	0.0	0.0	0.6	55.0	46.0	87.2	186.2	562.6
2009	237.8	25.4	50.8	81.2	10.4	13.2	1.0	0.0	165.8	143.2	10.4	35.6	774.8
2010	154.8	101.8	113.8	12.2	4.0	0.4	5.4	0.0	65.8	120.8	69.2	111.2	759.4
2011	114.8	166.6	116.6	121.2	57.6	0.0	0.0	0.0	86.6	160.0	135.4	35.8	994.6
2012	157.4	207.8	92.0	61.4	6.0	0.0	9.6	0.0	56.6	26.0	87.2	15.2	719.2
2013	61.0	97.4	86.6	61.2	1.6	0.0	2.6	49.2	76.4	12.6	47.2	120.0	615.8
2014	42.0	95.2	31.8	30.4	15.2	9.8	1.2	0.0	34.2	155.0	124.6	62.4	601.8
2015	87.2	207.2	121.2	12.2	21.6	5.0	3.0	14.8	163.6	450.2	162.4	35.8	1284.2

3.3.2. Distribuzioni di probabilità

Per la stima della risorsa idrica recuperabile con prefissato livello di probabilità è stato necessario individuare preliminarmente le distribuzioni di probabilità alle quali meglio si adattano le curve di frequenza cumulata di non superamento delle serie di pioggia mensile e del totale annuo.

Per la ricerca delle distribuzioni di probabilità, si sono dapprima esclusi i mesi di giugno, luglio, agosto e settembre, in relazione alla presenza nelle relative serie di numerosi valori nulli. In primo luogo quindi la ricerca è stata condotta limitandosi all'individuazione delle distribuzioni di probabilità relative ai restanti 8 mesi.

In relazione al tipo di dato è stata presa prima di tutto in conto la distribuzione di probabilità Normale. Tuttavia gli adattamenti forniti da questa distribuzione non sono risultati soddisfacenti e pertanto si è successivamente testata la distribuzione di tipo "Log-Normale" con parametri stimati con il metodo dei momenti e la distribuzione Normale delle Radici Cubiche (NRC). La distribuzione Normale delle Radici Cubiche ha fornito i migliori risultati. Il giudizio sugli adattamenti delle distribuzioni provate alle serie dei dati misurati è stato espresso sulla base dei risultati del test statistico del Chi-quadrato. I risultati del test per le tre distribuzioni di probabilità adoperate sono riassunti in Tabella 3.IX.

Tabella 3.IX. Risultati del test statistico di adattamento del Chi-quadrato relativo alle piogge mensili e al totale annuo

Valore critico del χ^2 ($\alpha=0.05$) = 11.07							
Pluviografo	Mese/anno	Normale		Log-Normale (momenti)	Normale delle Radici Cubiche		
		χ^2 calcolato	Esito	χ^2 calcolato	Esito	χ^2 calcolato	Esito
Catania I.A.	G	20.86	NO	8.57	SI	1.43	SI
	F	20.57	NO	11.71	NO	8.57	SI
	M	24.00	NO	6.29	SI	4.86	SI
	A	39.00	NO	21.14	NO	6.29	SI
	M	32.00	NO	24.00	NO	8.29	SI
	G	-	-	-	-	-	-
	L	-	-	-	-	-	-
	A	-	-	-	-	-	-
	S	-	-	-	-	-	-
	O	30.29	NO	16.86	NO	12.57	NO
	N	18.57	NO	14.86	NO	11.71	NO
	D	32.29	NO	16.86	NO	6.29	SI
	Anno	8.57	SI	5.14	SI	6.29	SI

In particolare si osserva che la distribuzione Normale ha fornito un esito positivo solo per il totale annuo.

La distribuzione Log-Normale, ha fornito globalmente valori minori del Chi-quadrato rispetto alla distribuzione Normale e ha dato esito positivo per i mesi di gennaio, marzo, e per il totale annuo.

La distribuzione Normale delle Radici Cubiche ha fornito globalmente i valori i più bassi del Chi-quadrato e ha dato esito positivo per tutti i mesi ad eccezione dei mesi di ottobre e novembre. Tuttavia i valori del Chi-quadrato per questi due mesi sono risultati solo di poco maggiori del valore critico. Anche l'esito del test per le piogge totali annue

è risultato positivo. Si è pertanto deciso di adottare per le elaborazioni successive la distribuzione Normale delle Radici Cubiche.

La ricerca delle distribuzioni di probabilità delle serie di dati dei quattro mesi di giugno, luglio, agosto e settembre caratterizzate dalla presenza di valori nulli, ha richiesto l'adozione di una particolare procedura.

Per ciascuna serie si è calcolata la frequenza F di avere un valore nullo di precipitazione dividendo il numero di anni caratterizzati da precipitazione nulla per il numero totale di anni. Si è quindi determinata la distribuzione di probabilità Normale delle Radici Cubiche escludendo dalle serie i valori nulli. La distribuzione di probabilità così ottenuta è stata poi corretta riscalandola dal campo 0-1 al campo più ridotto $F-1$ e aggiungendo infine il valore F .

Nella tabella 3.X sono riportati i parametri μ_{nrc} e σ_{nrc} e i valori F delle distribuzioni relative a tutti i mesi e al totale annuo.

Tabella 3.X. Valori calcolati per i parametri della distribuzione di probabilità Normale delle Radici Cubiche di ciascun mese

Pluviografo	Mese	μ_{nrc}	σ_{nrc}	F
Catania I.A.	Gennaio	4.349	1.446	-
	Febbraio	3.617	1.209	-
	Marzo	3.812	1.325	-
	Aprile	3.128	1.030	-
	Maggio	2.552	0.971	-
	Giugno	1.950	0.806	0.214
	Luglio	1.764	0.593	0.464
	Agosto	2.171	0.926	0.357
	Settembre	3.538	0.968	0.054
	Ottobre	4.261	1.678	-
	Novembre	4.566	1.442	-
	Dicembre	4.474	1.307	-
Anno	8.903	1.019	-	

Un confronto grafico fra le distribuzioni delle frequenze cumulate delle altezze mensili osservate e le distribuzioni di probabilità ottenute è riportato nelle figure 3.6, 3.7 e 3.8. L'esame delle figure mette in evidenza il buon adattamento di tutte le distribuzioni ottenute alle serie dei dati di pioggia.

Nella tabella 3.XI sono riportati i risultati del test del Chi-quadrato relativi ai quattro mesi di giugno, luglio, agosto e settembre. I risultati mostrano che le distribuzioni di probabilità ottenute superano positivamente e in maniera ampia il test di adattamento

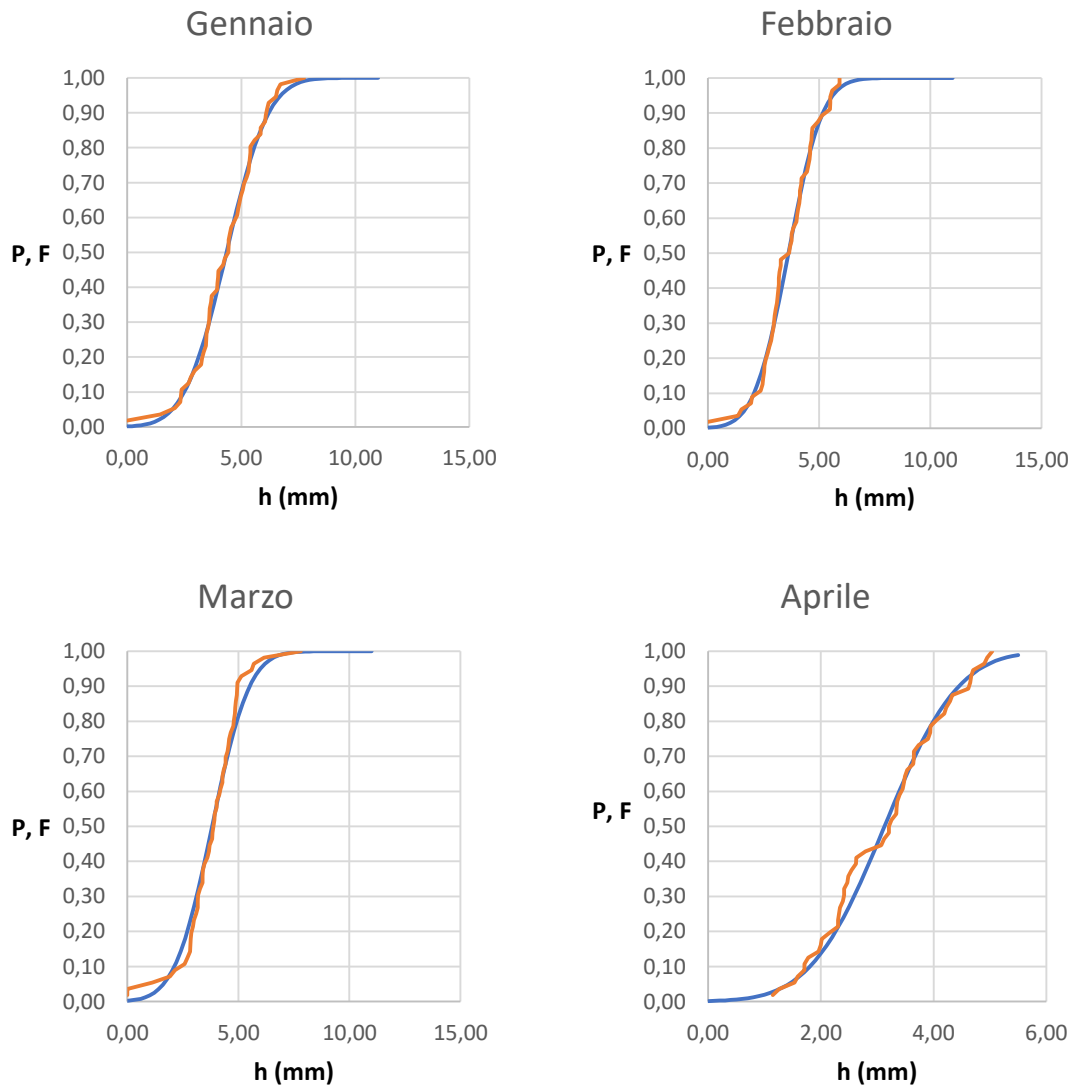


Figura 3.6 Frequenze cumulate delle altezze di pioggia dei mesi di Gennaio, Febbraio, Marzo e Aprile e relative distribuzione di probabilità

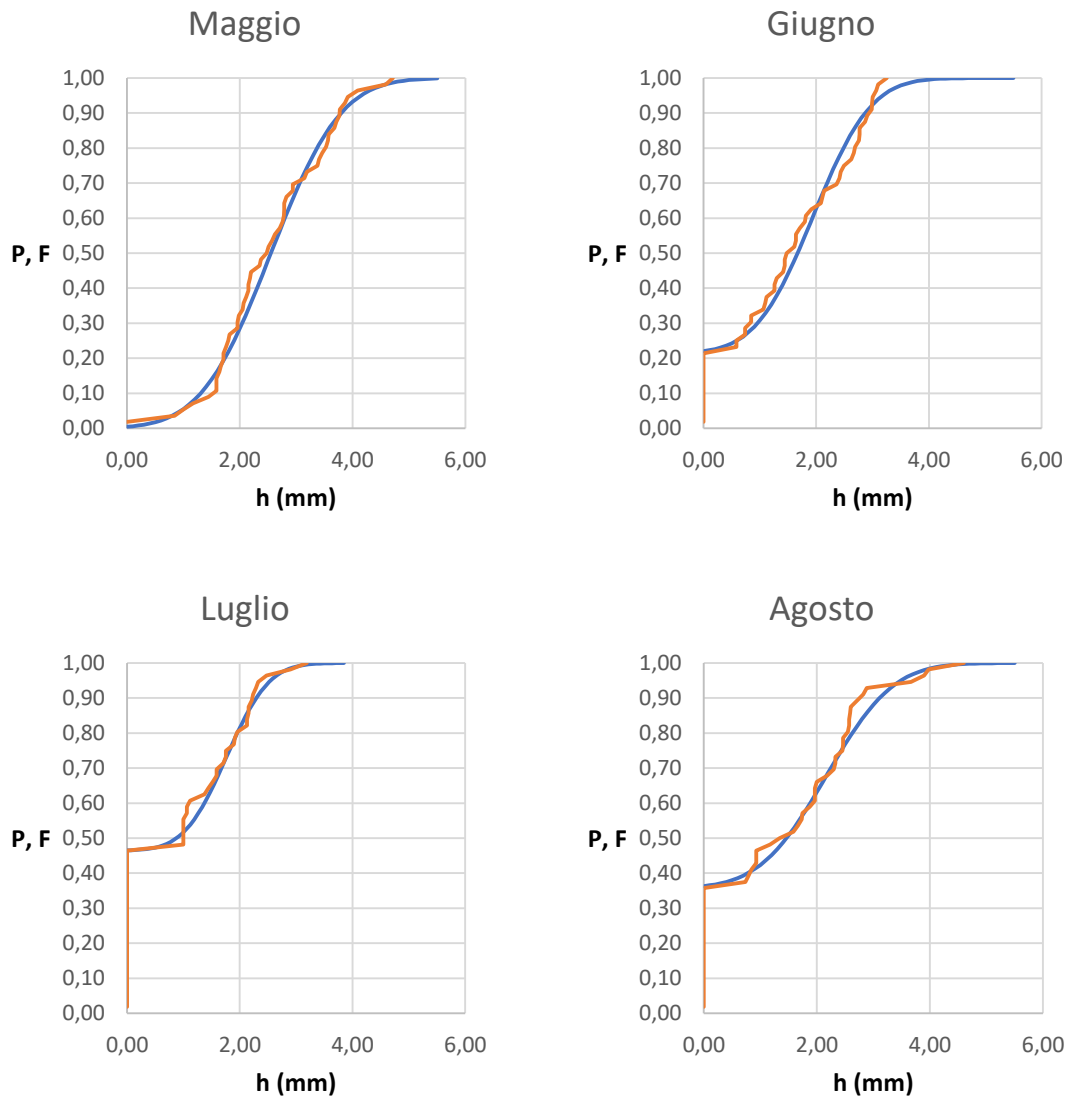


Figura 3.7 Frequenze cumulate delle altezze di pioggia dei mesi di Maggio, Giugno, Luglio e Agosto e relative distribuzione di probabilità

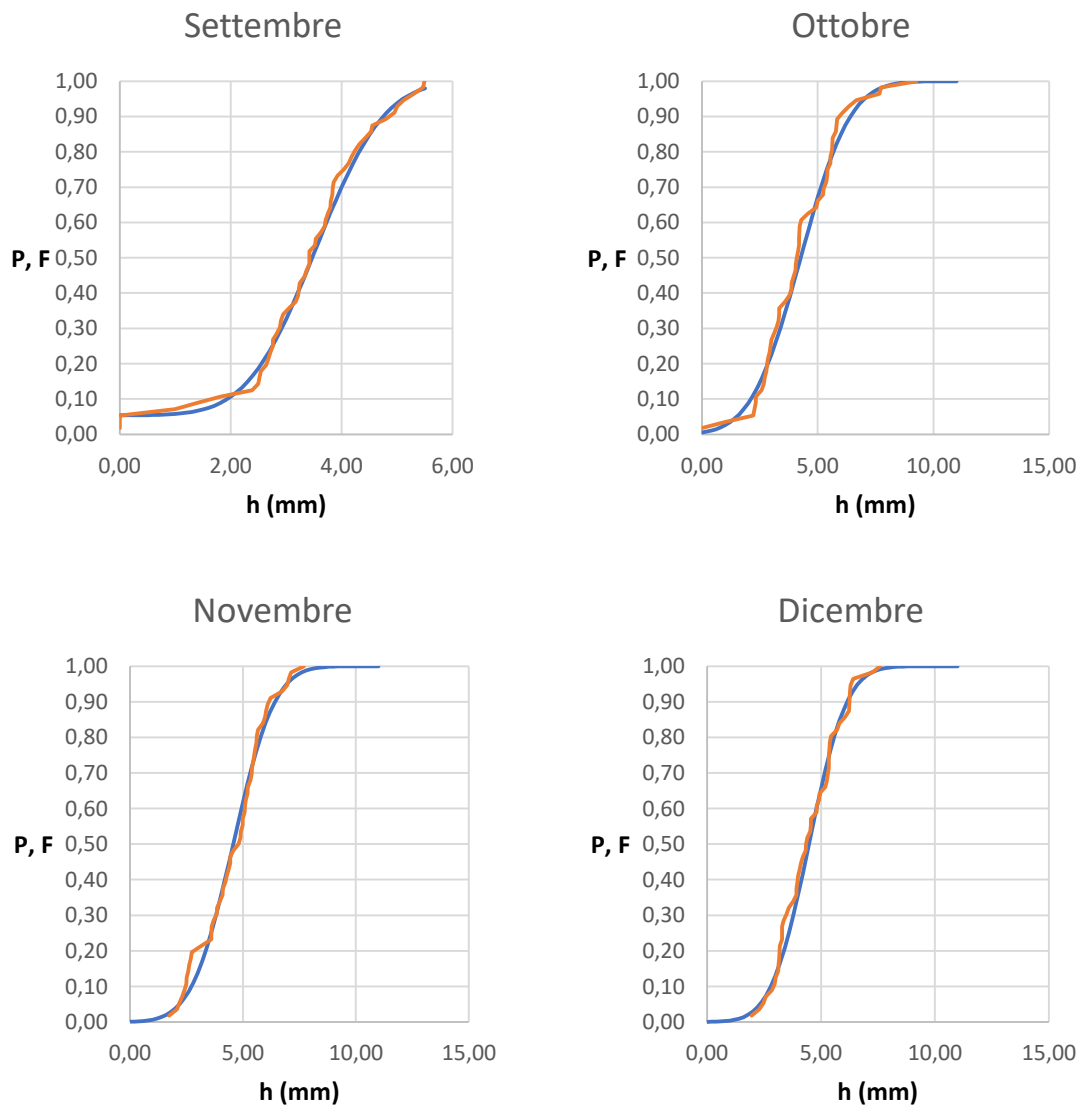


Figura 3.8 Frequenze cumulate delle altezze di pioggia dei mesi di Settembre, Ottobre, Novembre, Dicembre e relative distribuzione di probabilità

Tabella 3.XI. Risultati del test statistico di adattamento del Chi-quadrato relativo alle piogge mensili dei mesi di giugno, luglio, agosto e settembre

Pluviografo	Mese/anno	Distribuzione Normale delle Radici Cubiche	
Catania I.A.	Valore critico del χ^2 ($\alpha=0.05$) = 11.07	χ^2 calcolato	Esito
	G	5.09	SI
	L	1.33	SI
	A	6.33	SI
	S	3.71	SI

Definite secondo la procedura esposta tutte le distribuzioni di probabilità è stato possibile valutare per prefissati tempi di ritorno le altezze di pioggia in ciascun mese dell'anno nonché il totale annuo. I risultati sono riportati in Tabella 3.XII.

Tabella 3.XII. Altezze di pioggia (mm) di prefissato tempo di ritorno per i diversi mesi e totale annuo

Tr (anni)	G	F	M	A	M	G	L	A	S	O	N	D	Anno
2	82.3	47.3	55.4	30.6	16.6	5.3	2.8	5.4	39.4	77.4	95.2	89.6	705.6
3	122.9	70.8	84.2	45.6	26.2	8.2	2.2	8.1	69.0	123.8	139.5	127.8	815.2
5	172.5	99.5	119.6	63.8	38.2	11.8	2.9	11.4	89.7	182.6	193.0	173.2	929.8
10	238.6	137.9	167.3	88.0	54.7	16.7	3.8	15.9	116.2	263.5	263.9	232.5	1063.8
20	304.5	176.2	215.1	112.2	71.4	21.7	4.8	20.4	141.6	346.0	333.9	290.7	1183.8
50	392.1	227.0	278.8	144.2	94.0	28.3	5.9	26.3	174.4	457.7	426.5	366.9	1329.3

La tabella 3.XII e la figura 3.9 evidenziano il ben noto andamento delle precipitazioni in regime climatico mediterraneo, con piovosità concentrata prevalentemente nel semestre autunno invernale, con piovosità più modesta nel trimestre primaverile e quasi nulla nei mesi estivi

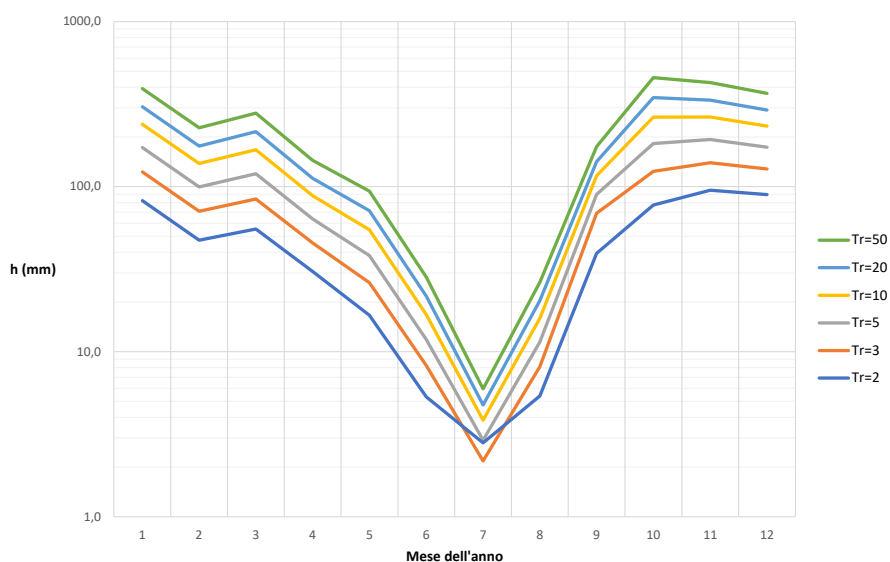


Figura 3.9 Andamento delle precipitazioni mensili al variare del tempo di ritorno

3.3.3. Analisi dei giorni piovosi

Ai fini della valutazione della risorsa disponibile, risulta utile determinare anche il numero dei giorni piovosi e l'intervallo temporale medio fra un evento e il successivo. L'altezza di pioggia caduta e l'intervallo temporale medio fra un evento e il successivo è infatti alla base del dimensionamento delle opere di raccolta. Pertanto si è provveduto a raccogliere i dati relativi al numero di giorni piovosi nei 12 mesi occorsi nei diversi anni. In particolare la raccolta di tali dati è stata effettuata con riferimento alla medesima stazione, Catania I.A., utilizzata per il calcolo delle altezze di pioggia mensili e annua. In particolare i dati raccolti hanno riguardato 47 anni nel periodo 1936-2014 e sono riportati nella tabella 3.XIII.

Tabella 3.XIII Numero di giorni piovosi, e relativo valore medio, per i diversi mesi e per il totale annuo

Anno	G	F	M	A	M	G	L	A	S	O	N	D	Totale annuo
1936	3	6	2	3	4	3	0	2	4	6	10	10	53
1940	13	4	2	9	8	2	1	4	1	9	3	10	66
1941	6	3	5	5	5	2	1	0	3	7	10	4	51
1942	16	9	13	2	1	2	0	1	2	4	8	13	71
1945	7	4	6	1	1	0	0	1	3	5	10	6	44
1946	14	2	8	6	2	0	0	0	1	8	4	15	60
1947	13	3	0	1	3	0	1	2	3	10	4	11	51
1948	8	7	2	9	4	1	1	0	6	8	8	14	68
1949	12	5	9	1	5	3	2	0	3	7	11	2	60
1952	7	8	5	1	2	1	0	0	0	4	4	7	39
1953	7	7	8	4	9	3	0	4	0	12	10	10	74
1955	12	3	10	5	2	1	2	2	8	7	6	7	65
1956	7	9	7	2	1	0	0	0	5	4	7	10	52
1957	12	0	2	5	6	0	0	4	3	17	15	11	75
1958	9	2	8	7	4	1	0	0	2	7	17	11	68
1959	5	6	4	10	5	2	3	2	4	8	9	5	63
1960	8	4	11	9	7	1	1	0	5	4	2	12	64
1961	12	1	4	1	1	1	0	0	0	1	6	8	35
1962	5	4	13	2	0	2	1	1	1	16	6	9	60
1963	8	10	7	5	4	4	5	2	4	10	2	11	72
1982	11	8	4	10	2	0	0	1	3	9	11	11	70
1984	3	9	8	6	2	0	0	2	4	5	7	17	63
1985	11	4	9	3	4	0	1	0	3	7	7	4	53
1986	7	9	16	1	0	2	1	0	4	8	11	1	60
1987	3	5	7	4	6	2	0	0	3	2	8	5	45
1988	7	7	5	2	2	2	0	0	4	1	13	8	51
1990	12	1	0	8	5	0	0	3	3	3	4	11	50
1991	7	6	7	3	2	1	1	2	7	8	6	9	59
1992	8	4	6	4	9	5	2	2	2	2	2	12	58
1994	6	6	0	4	1	1	1	0	2	7	7	4	39
1995	4	2	4	6	6	1	0	5	6	4	8	12	58
1996	19	14	15	7	2	3	1	4	4	5	3	10	87
1997	6	6	5	7	3	2	0	6	7	11	16	7	76
1998	4	3	7	5	4	0	0	0	2	4	5	3	37
1999	5	3	6	1	2	0	1	1	5	1	14	7	46
2000	13	4	3	4	4	1	0	2	5	9	4	7	56
2002	6	3	4	8	6	0	1	0	4	5	9	5	51
2003	11	12	6	9	0	2	0	2	9	8	10	14	83
2004	5	2	9	9	3	1	1	0	7	3	9	14	63
2007	2	9	13	4	1	3	0	0	4	7	9	10	62
2008	7	5	6	4	1	0	0	0	8	5	9	11	56
2009	12	5	5	9	3	2	1	0	12	9	3	5	66
2010	11	7	6	5	2	0	1	0	6	12	5	5	60
2011	6	9	8	8	7	0	0	0	5	10	13	5	71
2012	9	9	2	7	2	0	2	0	3	6	9	4	53
2013	10	7	8	5	1	0	1	5	8	2	11	9	67
2014	9	5	9	8	5	2	1	0	5	9	6	11	70
Media	8.47	5.55	6.47	5.09	3.38	1.26	0.72	1.28	4.11	6.72	7.89	8.66	59.60

Per ciascun mese e per l'anno sono stati infine calcolati il numero di giorni piovosi caratterizzati da prefissati tempi di ritorno utilizzando la distribuzione di probabilità di Poisson che esprime la probabilità del numero di eventi che si verificano successivamente

ed indipendentemente in un dato intervallo di tempo. I valori ottenuti sono riportati nella tabella 3.XIV.

Tabella 3.XIV Numero di giorni piovosi per i diversi mesi e per l'anno in corrispondenza di prefissati tempi di ritorno

Tempo di ritorno (anni)	G	F	M	A	M	G	L	A	S	O	N	D	Totale annuo
2	8	5	6	4	3	1	0	1	3	6	7	8	59
3	9	6	7	5	4	1	1	1	4	7	8	9	62
5	10	7	8	6	5	2	2	2	5	8	9	11	66
10	12	8	9	8	5	2	2	2	6	10	10	12	69
20	13	9	11	9	7	3	3	3	7	11	11	13	72
50	14	10	12	10	7	4	3	3	8	12	12	15	75

Sulla base dei valori ottenuti sono stati determinati i valori dell'intervallo medio di tempo asciutto in ciascun mese e nell'anno in corrispondenza di prefissati tempi di ritorno (tabella 3.XV).

Tabella 3.XV Intervallo medio in giorni di tempo asciutto per i diversi mesi e per l'anno in corrispondenza di prefissati tempi di ritorno

Tempo di ritorno (anni)	G	F	M	A	M	G	L	A	S	O	N	D	Totale annuo
2	3	5	4	6	8	15	31	16	8	4	4	3	6
3	3	4	4	5	6	15	16	16	6	4	3	3	6
5	3	4	3	4	5	10	10	10	5	3	3	3	5
10	2	3	3	3	5	10	10	10	4	3	3	2	5
20	2	3	3	3	4	8	8	8	4	3	3	2	5
50	2	3	2	3	4	6	8	8	3	2	2	2	5

4. Il modello di simulazione

4.1. Aspetti generali

Lo studio idrologico-idraulico è stato condotto mediante un modello matematico di simulazione. Tale scelta è stata effettuata perché l'adozione di un modello matematico consente, rispetto ai metodi tradizionali di calcolo, valutazioni più complete e dettagliate sull'andamento dei fenomeni di piena sui bacini e nei canali della rete di drenaggio. In particolare, con un modello matematico risulta possibile esaminare la risposta idrologica di ciascun bacino e per ogni canale della rete, analizzare le principali grandezze idrauliche (portata, tirante idrico, velocità, grado di riempimento, etc.) sia in termini di variazioni nel tempo sia in termini di variazioni spaziali.

L'implementazione di un modello di simulazione della rete costituisce inoltre un formidabile strumento che, opportunamente aggiornato, consentirà per il futuro di verificare, calcolare e, più in generale, di simulare il funzionamento della rete in corrispondenza di qualsiasi possibile scenario di modifica o estensione della rete stessa.

Il modello prescelto è il ben noto SWMM (Storm Water Management Model) rilasciato dall'USEPA (U.S. Environmental Protection Agency) nella recente versione 5.1. Il modello è in grado di tenere conto di numerosi e diversi processi idrologici e idraulici che determinano le portate meteoriche in aree urbane. Per il caso in esame solo alcune delle numerose possibilità offerte dal modello sono state di interesse. In particolare, determinati gli eventi di pioggia di progetto, si è simulata, per ciascuno di essi dinamicamente la trasformazione afflussi-deflussi sulle superfici dei bacini tramite una modellazione di tipo concettuale. Le portate defluenti dai bacini, che costituiscono gli input alla rete di drenaggio dell'area aeroportuale, sono simulate considerando la propagazione nei canali con una modellazione fisicamente basata. E' stato possibile poi tenere conto di scaricatori, vasche di laminazione, vasche di prima pioggia e altri manufatti di controllo delle portate. I risultati ottenuti hanno consentito infine di esaminare, per bacini e canali della rete, i fenomeni idraulici per tutta la durata del periodo di simulazione prescelto.

4.2 Tempi di ritorno

Secondo la moderna tendenza, in ambito urbano, si procede a dimensionare le reti di drenaggio per valori non troppo elevati del tempo di ritorno. In tali casi, essendo il tempo di ritorno ben minore della durata utile dell'opera si accetta in pratica la condizione per cui l'opera, durante la sua vita, risulterà insufficiente in qualche occasione. Inoltre, l'evento o gli eventi con tempo di ritorno maggiore di quello di progetto possono assumere valori anche molto superiori al valore di progetto. Pertanto un'opera progettata per un determinato tempo di ritorno Tr sarà soggetta a essere insufficiente in media una volta ogni Tr anni ma in tali occasioni l'insufficienza può anche risultare di elevata gravità. Tuttavia, occorre sottolineare che, per evitare ciò, occorrerebbe incrementare in misura praticamente inaccettabile il tempo di ritorno di progetto e quindi le dimensioni ed il costo dell'opera.

Per le simulazioni del caso in esame, come già riportato nei paragrafi precedenti, si è proceduto a scegliere 4 valori del tempo di ritorno dell'evento di pioggia (5, 10, 20 e 50 anni). Le simulazioni hanno consentito quindi di valutare il comportamento e le criticità di bacini e canali della rete di drenaggio in corrispondenza di eventi

pluviometrici di tali tempi di ritorno. Si è ritenuto opportuno non fare riferimento a tempi di ritorno maggiori di 50 anni in quanto tali tempi maggiori determinerebbero costi giudicati eccessivi rispetto ai disservizi e ai disagi per la comunità.

4.3. Trasformazione afflussi-deflussi

Le simulazioni sono state condotte adottando lo ietogramma di tipo “Chicago” quale ietogramma di progetto. La durata adottata di due ore è superiore al tempo di corrivazione stimato per ciascuna rete.

La trasformazione afflussi-deflussi tramite il software SWMM utilizzato viene effettuata ipotizzando, per ciascun bacino, un comportamento assimilabile a quello di un serbatoio non-lineare. In particolare, trascurando l’evaporazione, i processi idrologici considerati per le aree permeabili sono l’infiltrazione, la detenzione e lo scorrimento superficiale. Le aree impermeabili (per le quali non viene considerata alcuna infiltrazione) sono divise in due tipologie: quelle con detenzione e quelle senza. Per le prime i processi idrologici considerati sono la detenzione e lo scorrimento superficiale, mentre per le seconde si considera il solo scorrimento.

Lo scorrimento superficiale avviene solo quando la capacità del serbatoio non-lineare (per unità di superficie) viene ad essere superata dall’altezza d’acqua accumulata. In tal caso lo scorrimento superficiale viene calcolato dal modello tramite una equazione di scorrimento su falda piana in condizioni di moto uniforme. Il bilancio di continuità, risolto numericamente e accoppiato alla equazione del moto, consente di ottenere portata, velocità e altezza d’acqua nel tempo sulla superficie del bacino. Una modellazione della trasformazione afflussi-deflussi di tal tipo può ritenersi fisicamente basata allorquando sia applicata a superfici piane di vasta estensione (piazze, parcheggi) ma deve essere considerata come una modellazione di tipo concettuale allorquando la si applichi a bacini urbani. Per questo tipo di applicazione, la pendenza del bacino, la scabrezza e la geometria della falda di scorrimento perdono il loro significato fisico e diventano sostanzialmente tre parametri di taratura del modellazione. Per quanto riguarda gli aspetti applicativi si è proceduto come chiarito nel seguito.

4.3.1. Caratteristiche geometriche e di impermeabilità dei bacini

Considerando la numerosità dei rami delle reti e la difficoltà di individuare per ciascuno di essi con certezza la delimitazione del relativo bacino, tenendo altresì in

considerazione la relativa uniformità della densità di drenaggio, si è attribuito a ciascun ramo della rete una superficie di bacino proporzionale alla propria lunghezza.

La pendenza di ciascun bacino è stata assunta pari alla pendenza del terreno, misurata con riferimento ai nodi iniziale e finale del ramo di competenza del bacino.

Per quanto riguarda la ripartizione fra aree impermeabili e permeabili, alle aree del sedime a servizio dell'aerostazione (piste, piazzali, APRON, parcheggi, etc.) e alle aree densamente edificate (edifici dell'aeroporto) è stato assegnato un valore *IMP* (percentuale di aree impermeabili) pari al 100%. Ai bacini non densamente edificati invece sono stati assegnati valori di *IMP* in relazione alla presenza di aree verdi o, comunque, non impermeabili (rilevate sulla base delle immagini disponibili su Google Earth).

4.3.2. Infiltrazione

Le perdite idrologiche per infiltrazione nelle aree permeabili, considerate variabili nel tempo in dipendenza dello svilupparsi dell'evento meteorico, sono state valutate tramite il ben noto metodo del Curve Number (CN) del *U.S. Soil Conservation Service*. Questo metodo assume che la capacità di infiltrazione, valutabile per ogni tipo di superficie tramite i valori *CN*, diminuisca in dipendenza dell'altezza cumulata dell'evento di pioggia. I valori *CN* assunti sono pari a 86 (per le aree più ad ovest del sedime dove i terreni sono meno permeabili), a 79 (per le aree nella parte centrale del sedime) e a 68 (per la parte più ad est del sedime per via della maggiore permeabilità dei suoli presenti).

4.3.3. Detenzione superficiale

Per le aree impermeabili, tenendo conto del generale stato di irregolarità e di modesta sconnessione delle superfici, l'altezza di detenzione è stata fissata pari a 2 mm. Per le superfici permeabili il valore assegnato è stato 6 mm.

4.3.4. Scabrezza delle superfici dei bacini

Il ruscellamento superficiale, come detto in precedenza, viene calcolato tramite una equazione di moto uniforme su falda piana. Risulta quindi necessario assegnare alle superfici dei bacini opportuni valori del coefficiente di scabrezza. In particolare, il coefficiente di *Manning*, tenendo ancora conto delle rilevanti irregolarità presenti sulle superfici e delle piccole altezze del velo idrico (qualche mm), è stato assunto pari a 0,01 per le superfici impermeabili e pari a 0,1 per le superfici permeabili.

4.3.5. Propagazione in rete

Il calcolo delle condizioni idrodinamiche della corrente nei canali è stato effettuato utilizzando l'opzione "Dynamic Wave Routing" del software SWMM adoperato. Tale opzione consente la soluzione delle equazioni complete di De Saint Venant. Il sistema di equazioni è costituito, com'è noto, dall'equazione di continuità e dall'equazione del moto per le correnti a superficie libera nei canali e dall'equazione di bilancio dei volumi per i nodi.

L'opzione scelta ha consentito di simulare gli effetti di rigurgito fra i canali, gli eventuali moti in pressione quando le portate superano la massima capacità di trasporto nei canali della rete, nonché i volumi d'acqua che, fuoriusciti dalla rete di drenaggio quando la quota piezometrica ai nodi supera la quota del terreno, causano allagamenti nelle aree del bacino. Per le simulazioni, le sezioni geometriche dei canali esistenti sono state determinate sulla scorta delle informazioni disponibili. Le lunghezze di tutti i canali sono state dedotte dalla cartografia a scala 1:2000.

Il coefficiente di scabrezza di Manning adottato per i canali è pari a 0,014 (canali in calcestruzzo).

5. Simulazioni effettuate

5.1. Quadro generale delle simulazioni

Le simulazioni sono state condotte considerando due scenari principali. Il primo di tali scenari è riferito allo stato di fatto della rete di drenaggio esistente. Il secondo scenario si riferisce invece alla situazione di funzionamento della rete di drenaggio tenendo conto degli interventi previsti dal Masterplan (2030). In particolare, tale secondo scenario prevede un aumento delle aree impermeabili causato dagli interventi strutturali previsti dal Masterplan. Tali interventi determineranno infatti l'ampliamento del sedime, prevalentemente verso sud e ovest, da svilupparsi su terreni in parte agricoli e in parte sopra lo scalo ferroviario di Bicocca. Altri interventi riguardano la realizzazione della nuova pista di volo, collocata a sud della pista esistente e la demolizione dell'aerostazione Morandi con la costruzione del Terminal B e la realizzazione di un nuovo Terminal (C), nonché la riorganizzazione del sistema dei parcheggi e dell'accessibilità all'aeroporto.

Per ciascuno dei due scenari, le simulazioni sono state condotte separatamente per la rete di drenaggio afferente al Fosso Fontanarossa e per la rete di drenaggio con scarico diretto al mare in modo da valutare per ciascuna delle due reti portate massime di scarico ed eventuali volumi di allagamento dei rispettivi bacini.

Le simulazioni dello scenario di Masterplan tengono conto delle nuove opere di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche. In particolare, sono previsti interventi per il drenaggio delle nuove aree permeabili e impermeabili e l'adeguamento idraulico delle reti esistenti (si veda la planimetria allegata allo studio). Nello specifico, si è prevista la risagomatura del F. Fontanarossa con una sezione trapezoidale analoga a quella già oggi presente nel suo tratto iniziale eliminando quindi tutti i restringimenti presenti in corrispondenza degli accessi privati. Il F. Fontanarossa verrà inoltre prolungato fino al mare rendendolo indipendente dal regime idraulico del T. Forcile.

Per quanto riguarda le portate afferenti direttamente al mare è prevista la sostituzione delle attuali tubazioni interrato di attraversamento di Viale Kennedy e della duna costiera con un canale trapezio nonché il soprizzo dello stesso viale. Nuove canalizzazioni sono previste per la raccolta e lo smaltimento delle acque provenienti dalla nuova pista, nonché la realizzazione di un canale trapezio per la raccolta delle acque a sud del sedime e a difesa della strada perimetrale. Tale nuovo sistema di smaltimento include la realizzazione di una vasca di laminazione al fine di limitare le portate massime al recapito nonché analogo attraversamento del Viale Kennedy e della duna costiera.

5.2. Modalità di schematizzazione delle reti

Le due reti di drenaggio sono state schematizzate con un insieme di canalizzazioni, alcune chiuse altre a cielo aperto. In particolare, le reti sono state schematizzate tramite nodi e canalizzazioni definendo, per ciascuna canalizzazione, i nodi iniziale e finale. Per ogni nodo è stata definita la quota di fondo (*invert elevation*) e la profondità del fondo rispetto al piano campagna (*max depth*).

Lo schema relativo allo scenario attuale della rete afferente al Fosso Fontanarossa è stato implementato con 61 nodi e 61 canalizzazioni mentre lo schema relativo alla rete direttamente afferente al mare è stato implementato con 88 nodi e 89 canalizzazioni. Invece, lo schema relativo allo scenario di Masterplan delle reti considerate è stato implementato complessivamente con 204 nodi e 206 canalizzazioni. Tale ultima rete ha inoltre incluso la modellazione della vasca di laminazione prevista tra gli interventi.

Gli schemi adottati per le due reti sono riportati nelle Figure 5.1 e 5.2, rispettivamente per lo scenario attuale e per lo scenario di Masterplan. Si osservi che, rispetto alla situazione attuale, nello scenario di Masterplan è previsto un ulteriore nuovo recapito al mare necessario per lo smaltimento delle acque provenienti dalla

nuova pista e dalle nuove aree acquisite a sud di quest'ultima (riportato in blu nella Figura 5.2).

5.3. Risultati delle simulazioni

La Tabella 5.I riassume i risultati delle simulazioni nello scenario attuale per le reti in esame.

Tabella 5.I Risultati delle simulazioni condotte nello scenario attuale per le reti in esame.

Tr (anni)	Sezione F. Fontanarossa alla confluenza con il T. Forcile				Sezione finale linea di scarico a mare			
	5	10	20	50	5	10	20	50
Portata massima (m ³ /s)	6,94	6,96	6,98	6,98	5,04	5,40	5,46	5,46
Volume di esondazione (10 ³ m ³)	5,247	13,329	22,667	36,660	4,649	10,447	18,483	31,010

I risultati delle simulazioni mostrano l'insufficienza del sistema di smaltimento attuale messo in evidenza dalla presenza di volumi di esondazione dalle reti per tutti i tempi di ritorno (crescenti all'aumentare di Tr). Parallelamente si osserva che le portate massime ai recapiti si mantengono praticamente costanti al variare di Tr una volta raggiunta la capacità massima di smaltimento della rete. Ciò è evidentemente da imputarsi all'insufficienza di alcune canalizzazioni nelle due reti che determinano strozzature alle portate di deflusso convogliato.

Nelle Figure 5.3 e 5.4 vengono riportati, a titolo di esempio, gli idrogrammi ai due recapiti per il tempo di ritorno pari a 20 anni. In particolare, la Figura 5.3 mostra l'idrogramma alla sezione del F. Fontanarossa alla confluenza con il T. Forcile mentre la Figura 5.4 riporta l'idrogramma alla sezione di sbocco a mare della linea di scarico a mare dell'aeroporto. Le due figure mettono in evidenza il taglio esercitato dalla rete sulle portate massime afferenti.

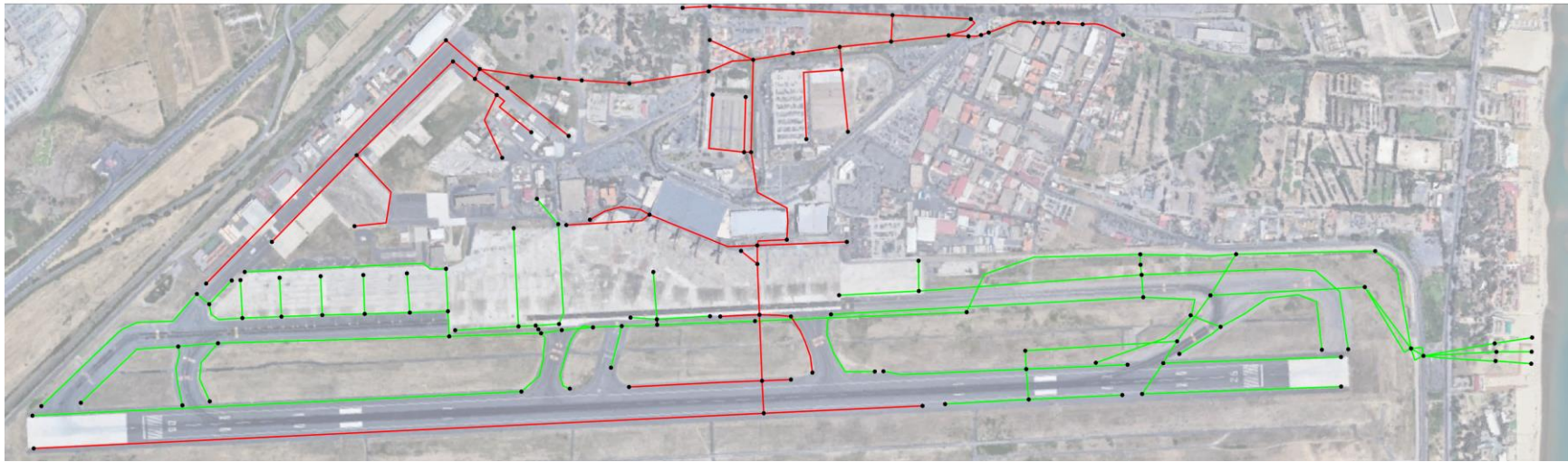


Figura 5.1 Simulazione con SWMM dello scenario attuale. Schema della rete afferente al recapito Fosso Fontanarossa (in rosso) e della rete direttamente afferente al mare (in verde).

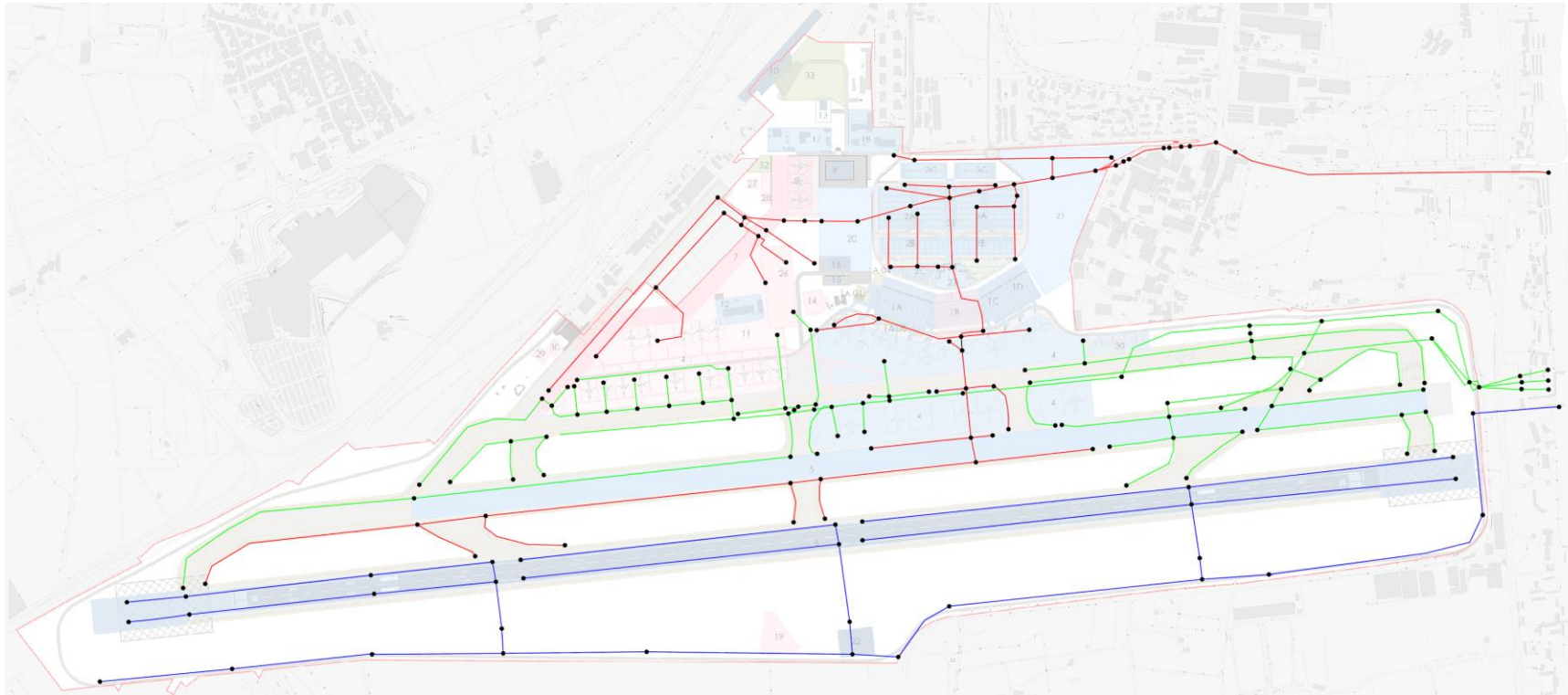


Figura 5.2 Simulazione con SWMM dello scenario di Masterplan. Schema della rete afferente al recapito Fosso Fontanarossa (in rosso), della rete direttamente afferente al mare (in verde) e della rete afferente al mare a servizio della nuova pista (in blu).

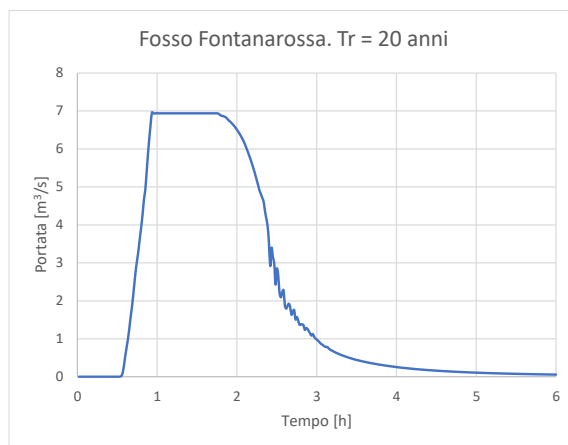


Figura 5.3 Simulazione con SWMM dello scenario attuale. Idrogramma per Tr=20 anni nella sezione del F. Fontanarossa alla confluenza con il T. Forcile.

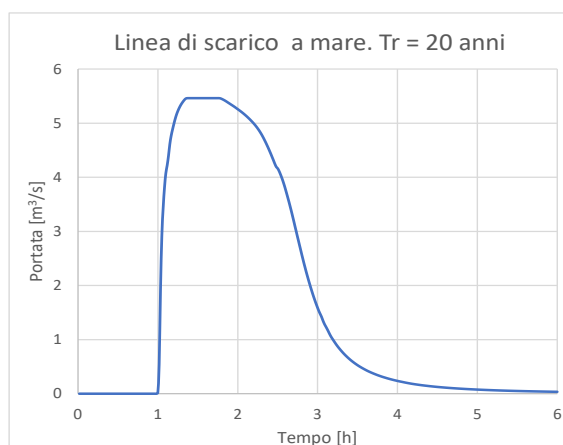


Figura 5.4 Simulazione con SWMM dello scenario attuale. Idrogramma per Tr=20 anni alla sezione finale della linea di scarico a mare.

La Tabella 5.II riassume i risultati delle simulazioni ottenute nello scenario di Masterplan per le reti in esame. Nelle more del nuovo dimensionamento delle canalizzazioni da effettuarsi nelle fasi successive della progettazione, al fine di ottenere le portate massime che si scaricheranno nei recapiti finali in assenza di allagamenti determinati dalla presenza di elementi di convogliamento insufficienti e, al fine di dimensionare le principali linee di scarico e la vasca di laminazione, si è proceduto incrementando opportunamente le dimensioni delle canalizzazioni delle reti attuali.

Tabella 5.II Risultati delle simulazioni condotte nello scenario di Masterplan per le reti in esame.

Tr (anni)	Sezione F. Fontanarossa al mare				Sezione finale linea di scarico a mare				Sezione finale linea di scarico a mare nuova pista			
	5	10	20	50	5	10	20	50	5	10	20	50
Portata massima (m³/s)	15,68	19,94	23,79	27,62	11,45	14,05	15,07	15,32	5,07	7,63	10,60	15,20

I risultati delle simulazioni mostrano, come atteso, sensibili aumenti delle portate massime convogliabili all'aumentare di T_r . Globalmente le reti afferenti direttamente a mare consentirebbero di recapitare poco più di $30 \text{ m}^3/\text{s}$ mentre la rete afferente al F. Fontanarossa convoglierebbe una portata circa pari $27,5 \text{ m}^3/\text{s}$. I valori ottenuti per lo scarico a mare della nuova pista e dei terreni nella zona sud sono stati limitati dalla presenza della vasca di laminazione (volume pari a 15000 m^3). Nelle Figure 5.5, 5.6 e 5.7 vengono riportati, a titolo di esempio, gli idrogrammi ai tre recapiti finali per il tempo di ritorno pari a 20 anni.

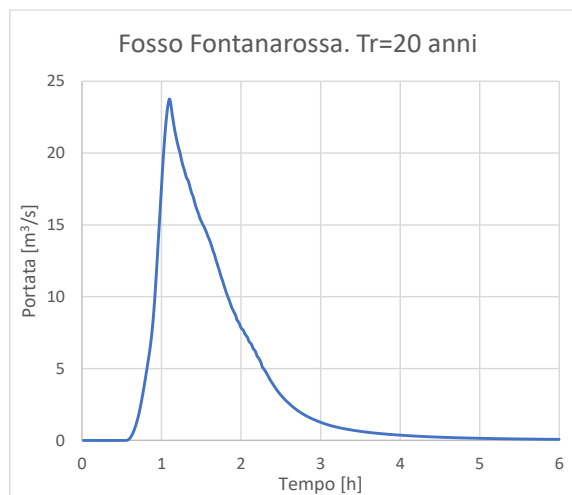


Figura 5.5 Simulazione con SWMM dello scenario di Masterplan. Idrogramma per $T_r=20$ anni alla sezione finale del Fosso Fontanarossa.

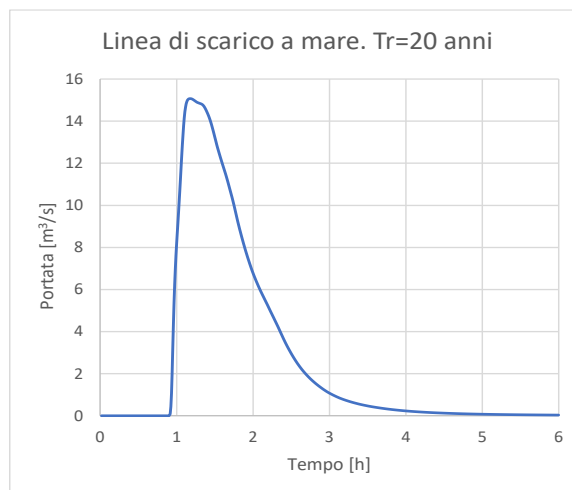


Figura 5.6 Simulazione con SWMM dello scenario di Masterplan. Idrogramma per $T_r=20$ anni alla sezione finale della linea di scarico a mare.

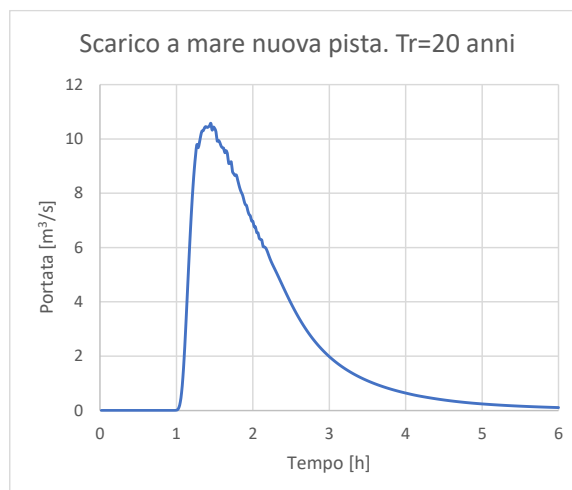


Figura 5.7 Simulazione con SWMM dello scenario di Masterplan. Idrogramma per Tr=20 anni alla sezione finale della linea al mare della nuova pista.

6. Valutazione dei benefici derivanti dall'implementazione di tecniche SUDS

I valori delle portate e dei volumi scaricati nei ricettori possono essere limitati tramite l'implementazione di *Sustainable Urban Drainage Solutions* (SUDS). Tali tecniche riguardano essenzialmente la trasformazione di superfici impermeabili in superfici parzialmente permeabili, nonché la detenzione *on-site* delle acque meteoriche sulle coperture di edifici esistenti.

Le principali aree suscettibili di interventi di riduzione dell'impermeabilizzazione all'interno del sedime sono costituite dai parcheggi *land side*. La tecnica suggerita consiste nel rimuovere gli strati superficiali degli attuali parcheggi per una profondità pari a 50-60 cm sostituendoli con tre strati di materiali come segue. Un primo strato, al fondo, di misto di cava con altezza pari a 20-30 cm; un secondo strato di ghiaia grossolana di altezza 20 cm e uno strato di ghiaietto di altezza pari a 7 cm. L'ultimo strato costituisce il letto di posa al di sopra del quale vengono disposte le pavimentazioni permeabili. Tra lo strato di ghiaietto e quello di ghiaia grossolana si interpone uno strato di geotessuto. I primi due strati vengono compattati al fine di ottenere una superficie piana ed evitare possibili cedimenti degli strati di posa. Si ritiene che la sostituzione delle attuali pavimentazioni con superfici permeabili di tal tipo possa consentire, in dipendenza del tipo di massello della pavimentazione, della eventuale sigillatura delle fughe e della durata delle piogge, una attenuazione media del coefficiente di deflusso da 0.9 a circa 0.5 (Pilotti e Tomirotti, 2015).

La riduzione dei deflussi provenienti dai tetti degli edifici di pertinenza dell'aeroporto può essere ottenuta mediante l'implementazione di sistemi Blue Roofs.

Tra le diverse tipologie di Blue Roof, i sistemi basati sull'utilizzo di vassoi modulari (*trays*) rappresentano una delle soluzioni più efficienti per effettuare ritenzione e detenzione sul posto. In particolare, alla luce delle risultanze sperimentali di lungo periodo condotte nell'impianto pilota di campo presso l'Università di Catania su eventi di precipitazione reali, tali sistemi possono condurre a un'attenuazione media del picco di piena pari a circa il 60% rispetto alle coperture convenzionali (Campisano et al., 2021). Si ritiene che tale tecnologia possa essere implementata sulle superfici di copertura dei tre edifici dei Terminal passeggeri A, B e C così come previsti nel Masterplan (Figura 6.1).

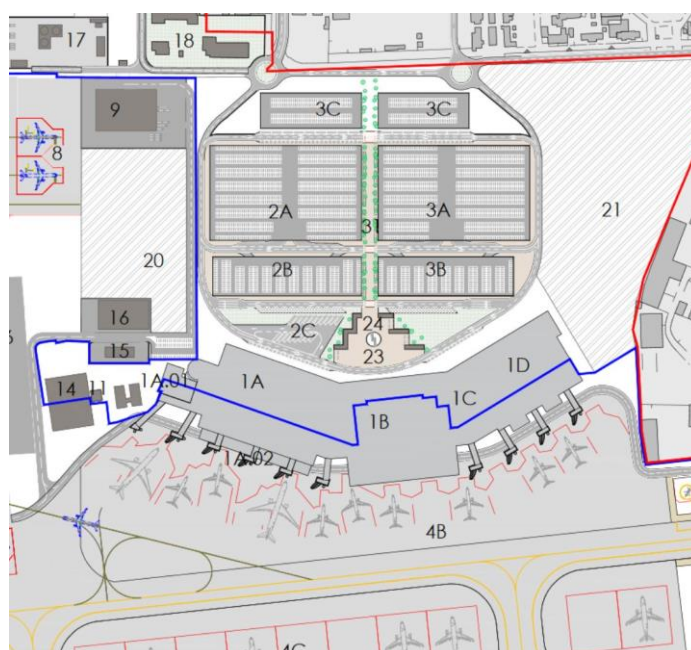


Figura 6.1. Superfici di copertura dei tre Terminal A, B e C così come previsto dal Masterplan

7. Valutazione delle risorse disponibili ai fini del riuso delle acque meteoriche.

La valutazione dei volumi idrici disponibili ai fini del riuso delle acque meteoriche è stata eseguita sulla scorta dei risultati ottenuti al capitolo 3 e riportati in Tabella 3.XII. La valutazione è stata condotta considerando come superfici di potenziale raccolta delle acque meteoriche, le tre superfici di copertura degli edifici dei Terminal A, B e C così come previsti nel Masterplan. In particolare, nelle valutazioni seguenti non si è

tenuto conto di perdite idrologiche, data la sostanziale impermeabilità delle superfici di copertura.

Tali superfici (Terminal A pari a 16625 m², Terminal B pari a 9928 m², e Terminal C pari a 13452 m²) consentirebbero, tramite il progetto e l'implementazione di appositi sistemi di recupero e trattamento delle acque meteoriche, di raccogliere acque per poi utilizzarle sul posto per scopi non potabili (ad esempio irrigazione delle aree a verde *airside* e *landside*, flussaggio dei WC degli stessi terminal, lavaggio aree a piazzale o aree a parcheggio all'interno del sedime).

La Tabella 7.I riporta i risultati delle elaborazioni condotte considerando il volume di pioggia recuperabile per ciascun mese dell'anno per fissato tempo di ritorno di 2 anni (e cioè il valore della risorsa idrica disponibile corrispondente a una probabilità del 50%).

Tabella 7.I. Volumi di pioggia (m³) recuperabili tramite la raccolta delle acque piovane precipitanti sulle coperture dei Terminal A, B, C (scenario di Masterplan)

Terminal (anni)	G	F	M	A	M	G	L	A	S	O	N	D
A	1368	787	921	509	276	89	46	89	655	1286	1582	1489
B	817	470	550	304	165	53	28	53	391	768	945	889
C	1107	637	745	411	223	72	38	72	530	1041	1280	1205
Totale	3292	1894	2216	1224	664	214	112	214	1576	3095	3807	3584

La tabella mostra un campo di variabilità della complessiva risorsa idrica recuperabile tra circa 3807 m³ (nel mese di novembre) e circa 112 m³ (nel mese di luglio) con disponibilità anche nel mese di Agosto.

Il sistema di recupero e utilizzo delle acque meteoriche raccolte dovrà essere successivamente progettato includendo una o più vasche di accumulo dimensionate in funzione della risorsa idrica disponibile suindicata e della domanda idrica per uso non potabile. In considerazione dell'alto numero di utilizzi previsto, tale sistema potrebbe consentire il duplice obiettivo di controllo *on-site* delle acque di deflusso meteorico e di utilizzo delle acque meteoriche ai fini del risparmio di acqua potabile.

8. Monitoraggio quantitativo delle acque superficiali

In risposta alle osservazioni ricevute in data 28/05/2021 sul progetto di aggiornamento del Masterplan 2013-2030 da parte della Commissione Tecnica di Verifica dell'Impatto Ambientale-VIA e VAS del Ministero della Transizione Ecologica e

in particolare alle osservazioni riguardanti le acque superficiali si prevede, l'installazione di strumentazione di misura di precipitazione, portata e livelli idrometrici in idonei punti di monitoraggio.

In particolare, la misura delle precipitazioni verrà effettuata in tempo reale in un punto baricentrico dell'area del sedime tramite pluviografo standard in telemisura. I dati acquisiti con la precisione di 0.2 mm verranno inviati e memorizzati tramite PLC collegato in rete. Misure di livello e portata verranno inoltre eseguite in tre stazioni di misura sulle tre linee di scarico principali previste dal Masterplan, in corrispondenza delle intersezioni con i ponticelli su Viale Kennedy.

Le misure acquisite e memorizzate tramite PLC consentiranno l'aggiornamento e la calibrazione dei modelli idraulici utilizzati oltre che il monitoraggio in fase di costruzione e di esercizio di tutti gli interventi previsti dal Masterplan.