

Committente:



AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.P.A.

Via Camboara 26/A - Frazione Ponte Taro - 43015 NOCETO (PR)

Impresa Esecutrice:



**AUTOSTRADA DELLA CISA A15
RACCORDO AUTOSTRADALE A15/A22
CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENO-BRENNERO
RACCORDO AUTOSTRADALE FRA L' AUTOSTRADA DELLA CISA-FONTEVIVO (PR)
E L' AUTOSTRADA DEL BRENNERO-NOGAROLE ROCCA (VR). I LOTTO.**

C.U.P. G61B04000060008

C.I.G. 307068161E

PROGETTO ESECUTIVO

AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.p.A.
Il Direttore TIBRE:

Il Responsabile del Procedimento:

Il Presidente:

IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.
Il Direttore Tecnico:

Il Geologo:

IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.
Il Responsabile di Progetto

PROGETTAZIONE DI: *Bott. Ing. Luca Bondanelli*

Il Progettista:

Ing. Fabio Nigrelli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Palermo n. 3581



A.T.I.:

idroesse
engineering
MANDATARIA

ROKSOIL Sp.A.
MANDANTE

VIA
s.r.l.
MANDANTE

Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione:

Ing. Giovanni Maria Cepparotti

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Viterbo n. 392

Consulenza specialistica a cura di:

Progettista Responsabile Delegazione Prestazioni Specialistiche:

Impresa Pizzarotti & C. S.p.A.

Ing. Pietro Mazzoli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Parma n. 821



Titolo Elaborato:

**XX - Generale
G - Generale
I - Idrologia e Idraulica
Relazione Idrologica ed Idraulica**

Data Emissione Progetto:

18/03/2014

Scala:

Identif. Elaborato:

N.RO IDENTIFICATIVO	CODICE COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	AMBITO	CAT OPERA	N OPERA	PARTE OP	TIPO DOC	N PROGR. DOC.	REV.
	RAAA	1	E	I	GE	XX	01	I	RE	001	C
C	27/02/2015	Revisione generale				COSTANTINI	NIGRELLI	MAZZOLI			
B	24/09/2014	Istruttoria RINA prof. N°730 del 08/09/2014				M. Rampado	P. Tinti	F. Nigrelli			
A	30/06/2014	RIEMMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO				M. Rampado	P. Tinti	F. Nigrelli			
Rev.	Data	DESCRIZIONE REVISIONE				Redatto	Controllato	Approvato			



SOMMARIO

1	PREMESSA	3
2	FIUME TARO.....	4
3	TORRENTE RECCHIO	5
4	I CORSI D'ACQUA MINORI	6
4.1	RIFERIMENTI TECNICI	6
4.2	INQUADRAMENTO IDROGRAFICO	7
4.3	ANALISI IDROLOGICHE.....	11
4.4	ANALISI PLUVIOMETRICHE.....	12
4.4.1	DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI RIFERIMENTO	16
4.4.2	SINTESI DELLE ANALISI IDROLOGICHE	19
5	SMALTIMENTO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA	23
5.1	DETERMINAZIONE DELLE PIOGGE DI PROGETTO	23
5.2	LE ANALISI IDROLOGICHE ED IDRAULICHE	26
5.2.1	LE ANALISI IDROLOGICHE	26
APPENDICE 28		

Quanto evidenziato con riga laterale è stato sede di revisione del 24/09/2014



1 PREMESSA

Il presente documento rappresenta la **Relazione Idrologica ed Idraulica** del progetto esecutivo del "Raccordo autostradale A15/A22 Corridoio plurimodale Tirreno-Brennero Raccordo autostradale tra l'Autostrada della Cisa – Fontevivo (PR) e l'Autostrada del Brennero – Nogarole Rocca (VR) – I Lotto.

Essa tratta sia i corsi d'acqua maggiori (Fiume Taro e Torrente Recchio), nonché i corsi d'acqua minori del 1° Lotto.

Le analisi sono state svolte con riferimento sia alla "Direttiva n. 4" dell'Autorità di Bacino del fiume Po, sia alle prescrizioni e raccomandazioni impartite dagli Enti competenti sul progetto definitivo e riportate nella delibera CIPE n. 2/2010.

Inoltre visto che l'intervento comporta l'impermeabilizzazione di estese superfici mettendo in evidenza diverse problematiche connesse con lo smaltimento delle acque meteoriche da tali aree, risulta necessario analizzare nel dettaglio lo smaltimento delle stesse.



PIZZAROTTI

CODIFICA DOCUMENTO
RAAA1EIGEXX01IRE001C.docc

REV.
C

FOGLIO
4 di 33

2 FIUME TARO

Per Il Fiume Taro è stata sviluppata una relazione specifica alla quale si rimanda per tutti i dettagli:
Elaborato RAAA1EIAPSI01DRE001



PIZZAROTTI

CODIFICA DOCUMENTO
RAAA1EIGEXX01IRE001C.docc

REV.
C

FOGLIO
5 di 33

3 TORRENTE RECCHIO

Per Il Torrente Recchio è stata sviluppata una relazione specifica alla quale si rimanda per tutti i dettagli:
Elaborato RAAA1EIAPSI02DRE001



4 I CORSI D'ACQUA MINORI

I corsi d'acqua interferiti sono tutti di bonifica con uso generalmente promiscuo e di competenza del Consorzio di Bonifica Parmense. Durante la fase di studio e progettazione sono state verificate preliminarmente con i tecnici del Consorzio di Bonifica le soluzioni proposte, successivamente adottate nel Progetto Definitivo. La progettazione delle opere di risoluzione delle interferenze con i canali di bonifica si è basata su quanto già previsto e progettato nel Luglio 2005 nell'ambito del Progetto Definitivo del TI.BRE adottando le soluzioni condivise con i tecnici del Consorzio di Bonifica Parmense e che sono state integrate nel PD 2007 con le prescrizioni impartite dallo stesso Consorzio nell'ambito delle Prescrizioni del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (Marzo 2006).

Inoltre le analisi sono state svolte con riferimento alla "Direttiva n. 4" dell'Autorità di Bacino del fiume Po, e prescrizioni e raccomandazioni impartite dagli Enti competenti sul progetto definitivo e riportate nella delibera CIPE n. 2/2010.

Nello specifico:

- *per i canali consortili dovrà essere garantita la fascia di rispetto di minimo 7 m prevedendo eventualmente di traslare il canale a campagna ;*
- *prevedere il tombamento solo per gli attraversamenti e dove non fosse possibile garantire la fascia di rispetto.*
- *Prevedere per gli scatolari idraulici ove sono previste operazioni di smelmaturo, al fine di agevolare le operazioni stesse, un' altezza di m.2,5 , compatibilmente con la livelletta stradale.*

Questa sezione dedicata ai corsi d'acqua minori è sviluppata e strutturata secondo la metodologia classica degli studi idraulici di dettaglio, essa riporta:

- riferimenti normativi e tecnici;
- inquadramento generale e la metodologia di analisi seguita per idrografia, idrologia ed idraulica;
- schede monografiche di ciascun attraversamento con il dettaglio delle analisi idrologiche ed idrauliche condotte e dei risultati ottenuti, e le considerazioni di compatibilità idraulica;
- verifica e progettazione delle interferenze con la rete idrica minore.

Il dimensionamento dei manufatti di attraversamento discende dai risultati dello studio idraulico condotto nel rispetto delle ipotesi progettuali assunte in conformità a quanto previsto dalla normativa vigente nonché richiesto dal Consorzio di Bonifica Parmense:

- evento di riferimento TR=200 anni;
- grado di sicurezza idraulica stabilito con tirante d'aria pari a 1.0 m per i corsi d'acqua principali e 0.5 m per i corsi d'acqua secondari;
- grado di sicurezza stradale stabilito attraverso un franco d'aria imposto sul piano campagna per l'intradosso del manufatto di 0.5 m.

La progettazione delle opere di attraversamento prevede soluzioni con manufatti scatolari, per i quali sono stati individuate alcune tipologie di manufatti ai quali è stata ricondotta la scelta di ciascun attraversamento.

4.1 RIFERIMENTI TECNICI

La competenza amministrativa dei canali di bonifica è del Consorzio di Bonifica Parmense, ente preposto al rilascio delle autorizzazioni per gli attraversamenti; congiuntamente si è concordato di eseguire gli studi idraulici secondo le indicazioni delle Direttive del PAI.

Il riferimento tecnico adottato nello studio è quello indicato nelle Norme Tecniche di Attuazione del PAI (art. 19 e 38) dell'Autorità di bacino del fiume Po che viene esteso ed applicato su tutto l'ambito territoriale di riferimento. I criteri di progettazione e verifica di compatibilità idraulica seguiti sono quelli definiti dalle direttive dell'Autorità di bacino del Po: "Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica" e "Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B".

La Direttiva 2 "Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e verifiche di compatibilità idraulica" definisce in conformità a quanto stabilito nelle NTA del PAI i riferimenti idrologici ed idraulici

in termini rispettivamente di portate e livelli idrometrici di piena per i corsi d'acqua principali della rete idrografica, oggetto di delimitazione delle fasce fluviali, chiusi in diverse sezioni di riferimento. La Direttiva definisce anche le metodologie di calcolo idrologico da adottare per bacini di piccole dimensioni dove essa stessa non da riferimenti sui relativi parametri.

La Direttiva 4 "Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B" definisce in conformità a quanto stabilito nelle NTA del PAI i criteri, le prescrizioni e gli indirizzi di natura tecnica sulla base dei quali redigere lo studio idraulico, che deve corredare i progetti delle opere, necessario a valutare la compatibilità delle stesse con le prescrizioni del Piano stralcio. Nel seguito si riportano alcuni stralci della Direttiva (in corsivo) mentre si rimanda al testo integrale per i necessari approfondimenti.

La Direttiva definisce i criteri generali di compatibilità per le opere che si inseriscono all'interno delle Fasce A e B e le relative procedure di valutazione, nonché i contenuti dello studio di compatibilità idraulica che deve identificare e quantificare gli effetti dell'intervento in progetto sul corso d'acqua rispetto alle condizioni fisiche e idrologiche precedenti alla realizzazione dello stesso. Lo studio idraulico deve esaminare i seguenti punti, che costituiscono la caratterizzazione conoscitiva del sistema fluviale e la valutazione degli effetti ascrivibili al progetto di intervento:

- assetto geometrico dell'alveo,
- caratteristiche morfologiche dell'alveo,
- caratteristiche granulometriche del materiale d'alveo,
- caratteristiche ambientali e paesistiche della regione fluviale,
- portate di piena,
- opere di difesa idraulica,
- manufatti interferenti,
- modalità di deflusso in piena,
- effetti degli interventi in progetto.

Nell'ambito delle verifiche sui corsi d'acqua di bonifica sono stati sviluppati tutti i punti previsti dalle indicazioni della Direttiva con un grado di approfondimento commisurato al tipo di canale ed al tipo di manufatto progettato per l'attraversamento. Lo studio è stato sviluppato con approfondimento, per ciascun corso d'acqua, sulle analisi idrografiche e morfologiche, idrologiche per la definizione delle portate di piena, idrauliche per l'analisi delle modalità di deflusso e per la verifica di compatibilità dell'opera.

4.2 INQUADRAMENTO IDROGRAFICO

L'ambito territoriale studiato è quello compreso tra il Fiume Taro ed il Fiume Po che interessa un'estesa area della bassa pianura padana a valle della via Emilia; il comprensorio si estende dall'argine destro di Taro nei pressi di località Case Balestra fino all'argine destro di Po nei pressi di località Giardino; esso ricade per il tratto sud, da Viarolo all'argine dell'Ala in Comune di Trecasali e per il tratto nord, dall'argine dell'Ala al Po, in Comune di Sissa.

L'area ricade in un ambito territoriale ad elevata vocazione agricola; l'analisi dell'uso del suolo mostra come la maggior parte del territorio sia destinato a colture seminative tra cui le più diffuse sono il mais, la barbabietola e l'erba medica. Coperture minori sono riservate all'area urbanizzata per la quale si distinguono gli abitati di Viarolo, Ronco Campo Canneto e Trecasali, oltre all'ampia area industriale degli Zuccherifici Eridania. Sono inoltre presenti e diffuse le cascine e le case sparse del sistema rurale. Molto scarse invece le formazioni arboree riconducibili principalmente ad alcuni boschetti isolati e più diffusamente a filari di gelsi, pioppi e farnie disposti sui cigli dei fossi od a lato delle strade.

Il sistema idrografico è caratterizzato dalla presenza di numerosi canali di bonifica appartenenti ai comprensori del canale Lorno, del canale Milanino e del Cavo Comune. I canali hanno origine artificiale realizzati dall'uomo nei secoli passati per la regimazione e bonifica delle acque di pianura ed oggi utilizzati anche per l'irrigazione; l'uso promiscuo richiede tuttavia notevole attenzione nella gestione dei sistemi di invaso adottati per addurre acqua ai campi. Il recapito finale delle acque è individuato nel fiume Po per i sistemi del cavo Milanino e del cavo Comune e nel torrente Parma per il sistema afferente al Lorno. Nei secoli i canali sono stati naturalizzati mostrando oggi ambienti di pregio ecosistemico per la presenza di vegetazione ripariale ed in taluni casi di fauna anfibia; essi sono inoltre corridoi di transito per i mammiferi di piccola taglia che popolano le campagne. Tra gli elementi naturali di pregio ricadenti nel territorio studiato emergono i fontanili di Viarolo essi ricadono in ambiti

protetti, SIC e ZPS e rappresentano una singolare peculiarità del sistema idrogeologico con ricadute su quello idrografico di superficie in quanto alimentano con acque di buona qualità ed a temperatura costante la rete afferente al canale Lorno con evidenti e specifiche caratteristiche ambientali di pregio per fauna e vegetazione che popola i canali. Il sistema dei fontanili rimane tuttavia esterno al corridoio interferito dalle opere in progetto. Tra gli elementi di pregio naturalistico si segnala anche la fascia boscata ripariale del canale Ottomulini nel tratto sud a ridosso dell'argine di Taro.

La rete idrografica dei canali di bonifica evidenzia un drenaggio della campagna che si sviluppa generalmente con collettori principali disposti lungo l'asse S-N e canali secondari e minori che si sviluppano da ovest verso est tagliando la linea di massima pendenza che generalmente immerge a NE.

La classificazione adottata per l'individuazione dei corsi minori di bonifica e irrigazione si rifà alle definizioni classiche dell'idraulica di bonifica alle quali sono state associate dimensioni di riferimento per i diversi ordini di canali e fossi:

- canali principali: canali con larghezza di fondo superiore a 1.0-1.5 m (larghezza piano campagna superiore a 4.0 m) che ricevono contributi lungo il proprio percorso e che scaricano nel corso d'acqua naturale recipiente;
- canali secondari: ramificazioni successive che si protendono nella campagna e che hanno larghezza superficiale inferiore a 4 m;
- fossi minori: ramificazioni successive di carattere sovrapoderale che raccolgono la rete minuta dei capifosso e delle scoline e che in genere presentano larghezza a campagna inferiore ai 2.5-2.0 m.

In generale i canali principali e secondari appartengono al sistema in gestione ai Consorzi mentre i fossi minori e le ulteriori ramificazioni appartengono a sistemi privati interpoderali.

I canali di bonifica interessati dal corridoio studiato presentano nella quasi totalità sezioni in scavo realizzate in terra che intagliano il suolo agrario della campagna fino a raggiungere i substrati inferiori dei depositi sabbiosi ed argillosi. Raramente le sezioni dei canali sono arginate e rivestite in calcestruzzo.

Dal punto di vista morfologico il territorio attraversato si mostra privo di elementi di rilievo esterni agli ambiti fluviali; procedendo da sud verso nord, si esce dal sistema delle arginature di Taro che si elevano per circa 4-5 m sul piano fondamentale della campagna, al piede delle quali si evidenzia l'incisione del canale Ottomulini che scorre con asse S-N mantenendosi per un lungo tratto al piede dell'argine. La campagna deprime verso NE con pendenza dell'ordine di qualche unità per mille; è solcata da canali secondari con sezioni a piano campagna dell'ordine dei 3-4 m fino a raggiungere l'importante nodo della confluenza del cavo Lella nel cavo Milanino nei pressi di S.Luigi. Verso valle si nota l'inizio delle arginature del cavo Milanino che vanno progressivamente aumentando fino alla sua foce in Po attraverso la chiavica di Bolzano. All'altezza di Trecasali la campagna è tagliata da ovest a est dall'Argine dell'Ala che separa i comprensori di bonifica sud e nord e che rappresenta un elemento di discontinuità planoaltimetrica sulla monotonia della pianura. Proseguendo verso valle la pianura immerge in una bassura estesa nell'area di San Nazzaro che rappresenta un elemento di debolezza della rete di scolo naturale manifestatosi più volte con allagamenti; più oltre la rete dei canali si infittisce così come si intrecciano ripetutamente le diverse dorsali secondarie fino a chiudersi nel cavo Milanino che piega ad oriente e nel cavo Comune che raccoglie i contributi di scolo fino alle arginature maestre e che poi le scarica in Po attraverso la chiavica. Ultimo elemento di rilievo è l'argine maestro di Po che taglia longitudinalmente l'asse S-N del corridoio studiato e che si innalza sul piano campagna fino a + 6-7 m.

In uscita dall'argine di Taro il piano campagna ha quota 41,5 msm, scende rapidamente di quota nel tratto compreso tra l'argine e la piana oltre la via Cremonese dove raggiunge quota 34,5 msm per poi continuare a scendere più dolcemente fino al Po dove, all'esterno dell'argine raggiunge quota bassa 28,5 msm; il corridoio si sviluppa per una lunghezza di circa 13 km da argine ad argine.

Il comprensorio studiato si allontana dalla conoide del Taro, caratterizzata da depositi ghiaioso-sabbiosi, che divengono via via più fini verso Nord, tanto che da Viarolo fino al Po prevalgono i depositi argilloso-limosi; in questa zona in effetti si ha una sovrapposizione degli effetti deposizionali dal F. Taro e del F. Po.

I bacini idrografici dei canali interferiti sono stati determinati sulla base della funzione di scolo delle acque ricostruendo, per quanto rappresentato dalla cartografia tecnica e dalle fotografie aeree, il sistema di scolo con riferimento alla rete idrografica individuabile e chiusi alle sezioni di interferenza con il sistema autostradale di progetto. Tale delimitazione potrebbe essere deficitaria o sovrastimare alcuni contributi laddove questi provengono dalla gestione irrigua.

L'analisi idrografica ha preso in esame per ciascun canale principale o secondario della rete di bonifica i parametri caratteristici dei corsi d'acqua:

- parametri morfometrici S , H_{max} , H_0 , H_{med} , i , L sono stati determinati attraverso l'analisi cartografica ed aereofotogrammetrica con l'ausilio di sistemi geografici informativi (GIS).
- tempo di corrivazione t_c del bacino è stato determinato con l'ausilio delle consuete formule dell'idraulica di



pianura adottando, come valore di riferimento la media dei tempi di corrivazione ottenuti dalle formulazioni proposte da Pasini, Turazza e Ventura.

- coefficiente di deflusso ϕ tiene conto in forma implicita di tutti i fattori che intervengono a determinare la relazione che intercorre tra la portata al colmo e l'intensità media di pioggia; essa è stata definita a seguito dell'analisi dell'uso del suolo condotta tramite GIS sulla base dei dati disponibile ed attraverso la fotointerpretazione.
- indice CN è un numero adimensionale compreso tra 0 e 100 che caratterizza la natura del suolo, il tipo di copertura e le condizioni di umidità del suolo antecedenti la precipitazione. Per la definizione del valore di CN sono state utilizzate le tabelle fornite dal SCS in funzione dei parametri caratteristici.

La rete idrica minore è stata studiata con riferimento alle scoline ed ai fossi interessati dal corridoio autostradale; essi sono stati analizzati sulla base del rilievo topografico di dettaglio nel quale per ognuno di essi e per un buffer di 500 m a destra e sinistra dell'asse autostradale sono state rilevate almeno tre sezioni idrauliche.

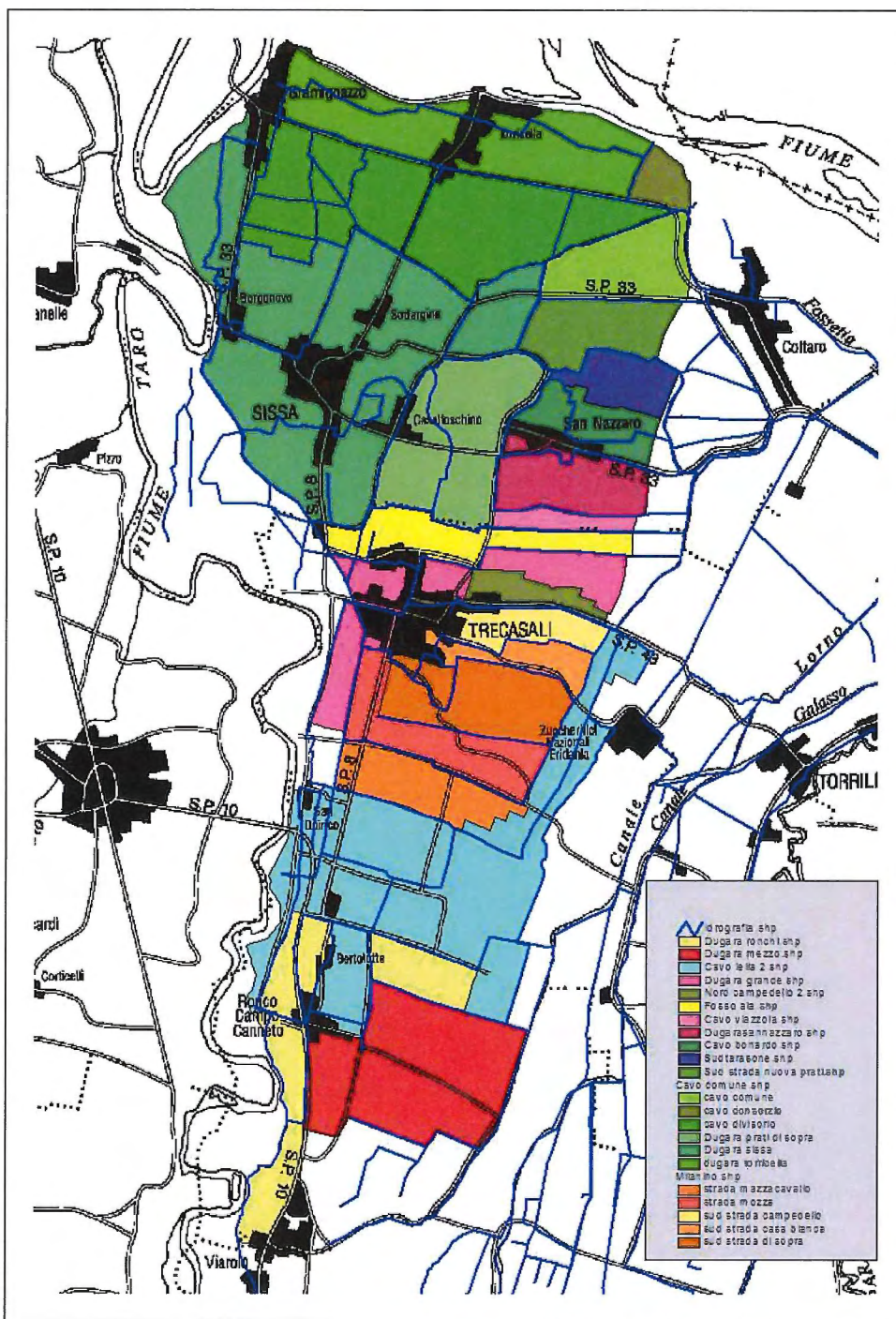


Figura 4.1 Inquadramento territoriale e bacinizzazione dei principali canali interferiti (codice elaborato RAAA1EIGEXX01IPL0020).

Le tabelle seguenti riportano in sintesi i parametri idrografici dei canali di bonifica studiati, sono separate per l'interferenza autostradale (suffisso ATST); varianti alle viabilità maggiori e minori, opera del protocollo (suffisso PR05) e Viabilità di Cantiere (suffisso VC) e per l'interferenza dei cavalcavia collegati all'intervento in progetto (suffisso Cod. Cavalcavia).

Tabella 4.1 Caratteristiche idrografiche principali dei corsi d'acqua interferiti dall'Autostrada TI.BRE, Varianti viabilità e Cavalcavia.

CODICE	NOME	COMUNE	RANGO	USO	SUPERFICI E BACINO	LUGHEZZA ASTA	PENDENZA MEDIA
ID					km ²	km	m/m
AUTOSTRADA							
ATST-BP-01	Canale Ottomulini	C. di Trecasali (PR)	principale	irrigazione	-	-	-
ATST-BP-02	Dir. Dugara Ronchi	C. di Trecasali (PR)	terziario	promiscuo	0.51	1.425	0.0016
ATST-BP-03	Dugara di Mezzo	C. di Trecasali (PR)	secondario	promiscuo	3.00	3.175	0.0009
ATST-BP-04	Dugara dei Ronchi	C. di Trecasali (PR)	secondario	promiscuo	2.10	5.712	0.0013
CAVALCAVIA							
P2-BP 4-6-8-11	Diramazione sud Dugara dei Ronchi	C. di Trecasali (PR)	minore	promiscuo	0.51	1.425	0.0016
P4-BP-1	Dugara dei Ronchi	C. di Trecasali (PR)	secondario	promiscuo	2.10	5.712	0.0013

4.3 ANALISI IDROLOGICHE

Il sistema idrografico compreso tra il Taro ed il Po è articolato in corsi d'acqua di origine artificiale principali o secondari per i quali non sono disponibili dati storici e letture dirette del regime di deflusso; risulta pertanto impossibile la determinazione delle scale di deflusso dei canali basate su osservazioni dirette.

La scienza idrologica determina le portate che sollecitano i corsi d'acqua attraverso modelli di trasformazione afflussi deflussi che sono in grado di simulare il trasferimento della massa liquida precipitata alle diverse sezioni di chiusura dei bacini esaminati. La modellistica idrologica richiede dati di input approfonditi e richiede la calibrazione del modello al fine di ottenere risultati attendibili. Il modello di simulazione idrologica suddivide il bacino imbrifero in diversi sottobacini per ciascuno dei quali viene definito l'evento pluviometrico di progetto, ricavato o stimato da osservazioni dirette, e per i quali viene valutata la perdita idrologica ed il deflusso nell'asta afferente attraverso la corretta rappresentazione delle perdite per infiltrazione ed evapotraspirazione dai suoli basate sulla conoscenza della matrice pedologica di dettaglio. La correlazione degli eventi di progetto sui sottobacini porta a determinare, alla sezione di chiusura del bacino principale, le portate massime ed i conseguenti tiranti idrometrici che sollecitano l'asta nelle diverse sezioni che ne schematizzano il tracciato planaltimetrico.

La validità delle analisi idrologiche ottenute con l'ausilio della modellistica è quindi ricondotta alla disponibilità e validità dei dati base necessari alla rappresentazione del fenomeno ed alla finale calibrazione del modello effettuata con riferimento ad alcuni eventi noti. La modellistica è inoltre efficace, nella determinazione delle portate di riferimento, soprattutto dove può essere efficacemente schematizzato il bacino imbrifero e quindi soprattutto per la rete idrografica naturale; essa risulta invece di più ardua applicazione nel caso di sistemi promiscuo con uso di scolo ed irrigazione e per reti di pianura dove risulta difficile la corretta schematizzazione dei sottobacini.

Nel caso in studio i canali esaminati sono interferiti lontano dalla foce ed il bacino afferente risulta di difficile schematizzazione, si tratta in genere di bacini con superficie sempre inferiore ai 10 km². La carenza di dati pluviometrici, idrologici ed idrometrici rende difficile la schematizzazione del fenomeno idrologico a scala di sottobacino in quanto saremmo costretti ad applicare su tutti i sottobacini i medesimi dati di input perdendo la significatività di tale suddivisione. Infine la carenza di osservazioni dirette rende impossibile la calibrazione dei modelli.

L'analisi idrologica di trasformazione afflussi deflussi è stata sviluppata, per il caso in studio, attraverso l'applicazione dei consueti metodi sintetici già segnalati anche nella Normativa tecnica adottando quelli più corretti per la schematizzazione dei drenaggi in aree di bonifica.



4.4 ANALISI PLUVIOMETRICHE

Lo studio ha preso in esame i dati di pioggia disponibili per il territorio di riferimento e su tali dati è stata condotta l'analisi di dettaglio delle precipitazioni intense per la definizione delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP) per assegnati tempi di ritorno.

Lo studio delle piogge è stato condotto prendendo a riferimento un territorio più esteso rispetto a quello del corridoio autostradale ed in particolare l'area compresa tra il torrente Stirane ad ovest, il torrente Parma ad est, la via Emilia a sud ed il fiume Po a nord. Ricadono nel territorio analizzato le stazioni pluviometriche dell'Ufficio Idrografico e Mareografico Nazionale: Parma, Fidenza, Roccabianca (Stagno), Sissa, Ronchetti ed esternamente all'area Casalmaggiore.

Delle stazioni di riferimento sono stati recuperati i dati disponibili per le precipitazioni intense con durate inferiori e superiori all'ora fino alla durata giornaliera registrate e pubblicate ufficialmente nel cinquantennio 1950-2006. Dall'analisi dei dati si è verificata una generale carenza delle serie storiche di riferimento nelle stazioni disponibili; ciò non ha pertanto consentito di sviluppare una analisi corretta dal punto di vista statistico in quanto i campioni disponibili non risultavano sufficienti alla rappresentazione della distribuzione della variabile pioggia nel tempo.

Tabella 4.2 Caratteristiche delle stazioni pluviometriche dell'area di studio.

Stazione	Quota	Strumento	Inizio Oss	Precip. Media	Osservazioni
	<i>msm</i>		<i>Anno</i>	<i>mm</i>	
Parma	50	Pr	1833	758	
Fidenza	75	Pr	1961		
Roccabianca	32	Pr	1951	855	
Sissa	31	Pr	1965	829	Stazione dismessa
Ronchetti	40	P	-	765	Dati solo giornalieri
Casalmaggiore	25	Pr	1961	732	

Dalla distribuzione delle stazioni sul territorio si nota che Ronchetti e Sissa potrebbero ben rappresentare l'intero corridoio di studio, tuttavia le due stazioni non forniscono dati sufficienti ed adeguati alla stima delle piogge di progetto.

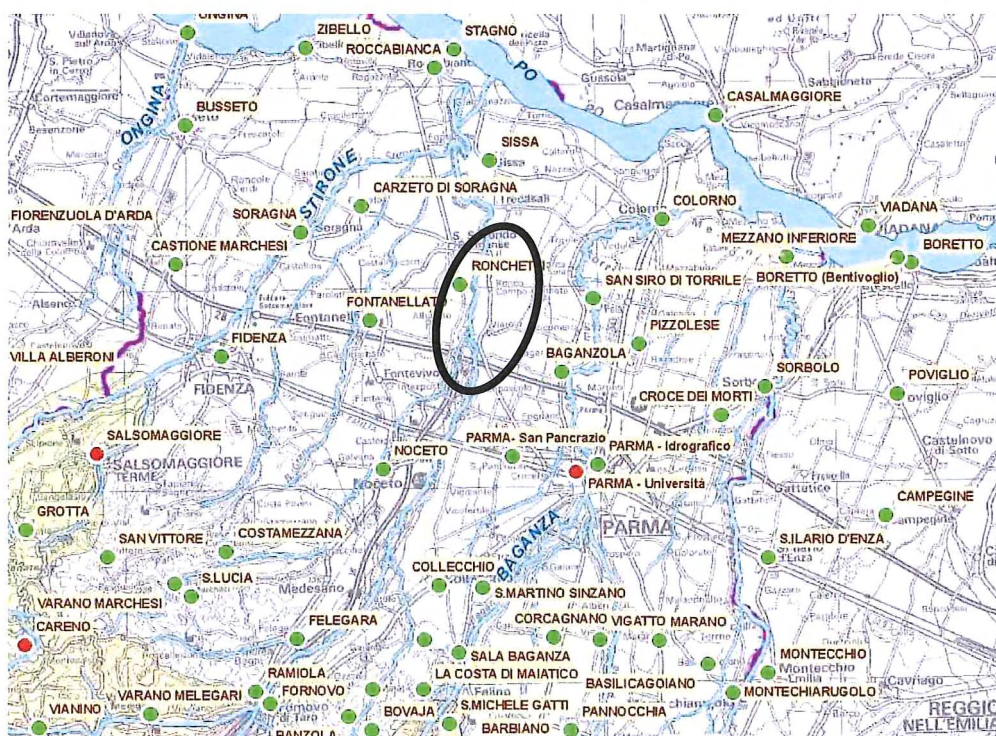


Figura 4.2 Stralci planimetrico della zona di Parma con indicate le stazioni pluviometriche (in rosso sono indicate quelle aventi un lungo periodo di registrazioni) e l'area di intervento del progetto.

Dall'analisi statistica condotta sui dati di pioggia intensa per durate orarie si osserva che, data la limitata estensione delle serie storiche, un singolo dato "anomalo" rispetto ai valori medi può influenzare tutta serie modificandone sensibilmente la rappresentatività degli eventi. Tale caso si verifica in particolare sulla serie storica di dati registrati a Sissa (13 osservazioni) rendendo quindi incerte le LSPP a tale stazione.

Dovendo definire inoltre le LSPP per tempi di ritorno elevati fino a $TR=200$ anni (tempo di ritorno della progettazione idraulica) si è ritenuto maggiormente cautelativo e più rappresentativo degli eventi estremi il considerare un'unica stazione pluviometrica sull'intero ambito di studio che fosse però dotata di un numero elevato di dati.

La stazione di Parma università fornisce il campione di dati più rappresentativo e la stessa, da un confronto condotto sulle precipitazioni medie annuali, presenta valori maggiori rispetto alle altre e quindi più cautelativi ai fini dello studio idrologico.

La stazione di Parma fornisce un campione di dati ben rappresentativo; per essa sono stati selezionati gli eventi di breve durata e forte intensità: 1, 3, 6, 12 e 24 ore; i dati utilizzati sono quelli registrati a partire dal 1947 fino al 2006, fatta eccezione per alcuni anni in cui non erano disponibili dati sono stati considerati 54 anni complessivi. Le serie storiche sono state elaborate con i metodi dell'idrologia statistica, al fine di stimare l'altezza di pioggia di prefissata durata che ha la probabilità di essere uguagliata o superata una volta in un prefissato numero di anni (tempo di ritorno TR). Allo scopo si è utilizzata la distribuzione di probabilità asintotica di Gumbel ($EV1$), il cui uso è molto diffuso per regolarizzare le serie empiriche di valori estremi e che ha la seguente forma:

$$P(h \leq \bar{h}) = e^{-e^{-\alpha(\bar{h}-u)}}$$

Tale legge definisce la probabilità che la variabile h , altezza di pioggia, risulti minore od uguale al valore \bar{h} , di assegnato tempo di ritorno. La funzione ha come parametri α e u , calcolati a partire dalla media e dallo scarto quadratico medio della serie storica di dati individuata.

$$\alpha = \frac{1,2825}{\sigma(h)}$$



$$\varepsilon = \mu(h) - \frac{0,577}{\alpha}$$

Tabella 4.3 Parametri caratteristici dell'analisi statistica condotta sui dati di pioggia di Parma Università.

DURATA	1	3	6	12	24
N° DATI OSSERVATI	54	54	54	54	54
MEDIA VALORI OSSERVATI	26.85	35.33	43.07	52.90	67.91
SSQM VALORI OSSERVATI	14.69	14.87	16.61	25.05	34.96
ALPHA	0.087	0.086	0.077	0.051	0.037
u	20.240	28.635	35.593	41.628	52.175

Le LSPP sono state determinate per i tempi di ritorno di 20, 50, 100 e 200 anni scelti a riferimento; esse sono espresse nella consueta forma monomia di validità assodata sul territorio italiano:

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

dove h [mm] rappresenta l'altezza di pioggia per la durata t [ore] dell'evento, mentre a ed n sono parametri rappresentativi della stazione e funzione di TR.

Tabella 4.4 Parametri delle LSPP ricavati per la stazione di Parma Università.

TR	20	50	100	200
a	49.42	58.44	65.20	71.92
n	0.284	0.283	0.283	0.282
R ²	0.939	0.923	0.913	0.905

A seguito delle elaborazioni eseguite per il Progetto Esecutivo con i dati pluviometrici, aggiornati al 2012, riferiti sempre alla stazione di Parma-Università, e a seguito del confronto fatto con le curve di possibilità pluviometriche utilizzate nel Progetto Definitivo, si ritiene cautelativo, dal punto di vista idraulico, mantenere valide quest'ultime e quindi:

per gli attraversamenti stradali dei canali minori (piogge di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore):

- Tr = 20 anni $h = 49.42 t^{0.284}$
- Tr = 50 anni $h = 58.44 t^{0.283}$
- Tr = 100 anni $h = 65.20 t^{0.283}$
- Tr = 200 anni $h = 71.92 t^{0.282}$

Si rimanda all'appendice per i dettagli riguardante l'elaborazione delle curve di possibilità pluviometrica eseguita con i dati aggiornati.

La rappresentazione grafica di come le curve interpolano i dati storici, su scala logaritmica sono rappresentate nelle figure seguenti in cui si riporta il coefficiente di correlazione.

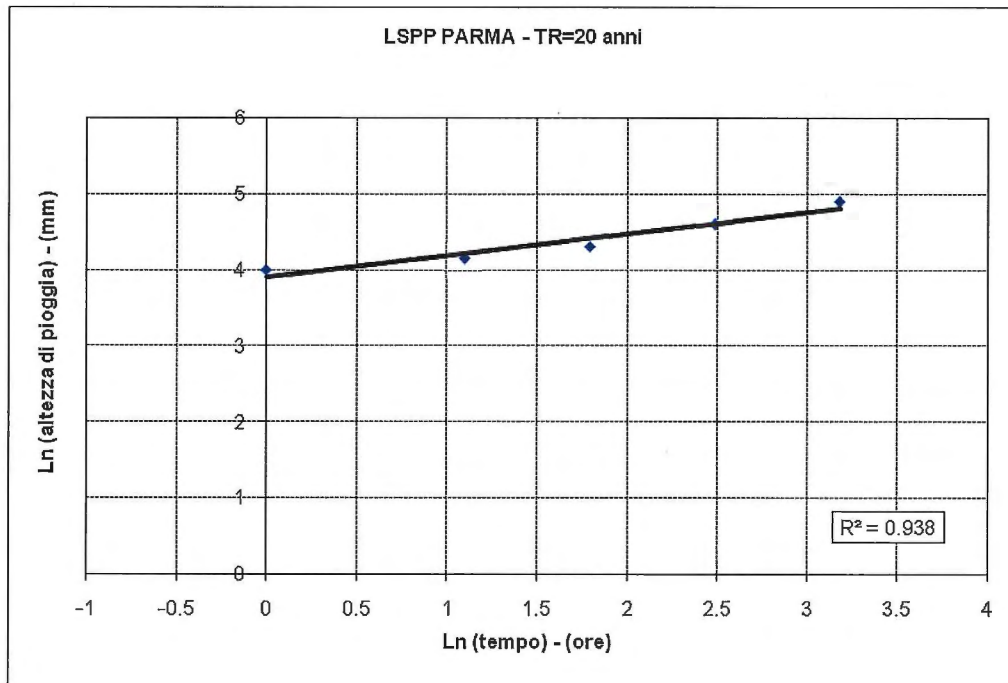


Figura 4.3 Rappresentazione, su scala logaritmica, della curva di possibilità pluviometrica di Parma TR=20 anni.

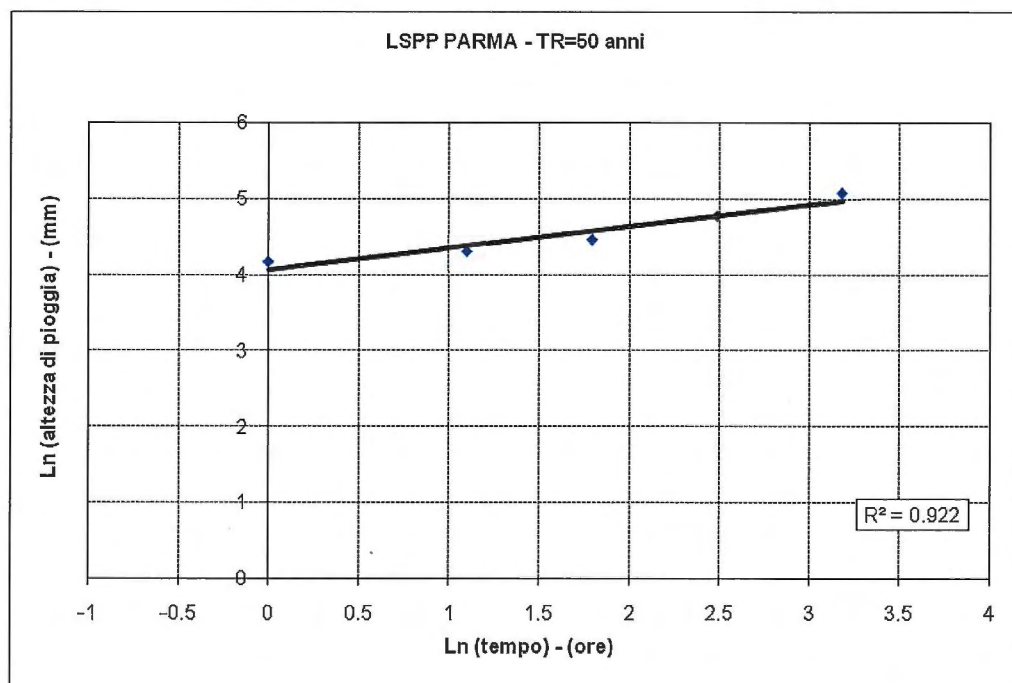


Figura 4.4 Rappresentazione, su scala logaritmica, della curva di possibilità pluviometrica di Parma TR=50 anni.

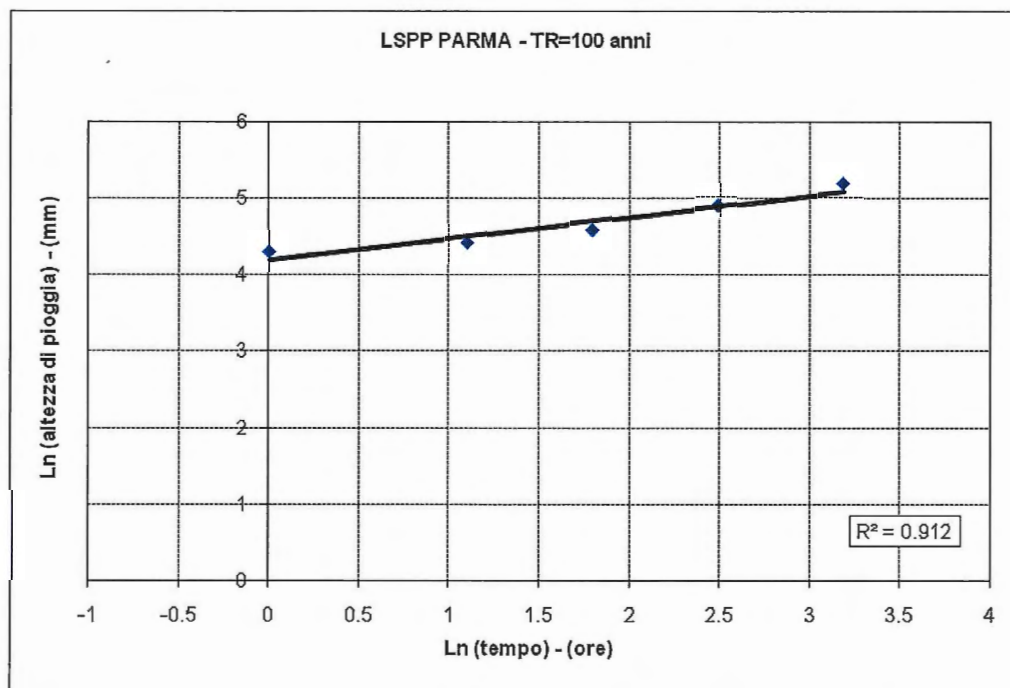


Figura 4.5 Rappresentazione, su scala logaritmica, della curva di possibilità pluviometrica di Parma TR=100 anni.

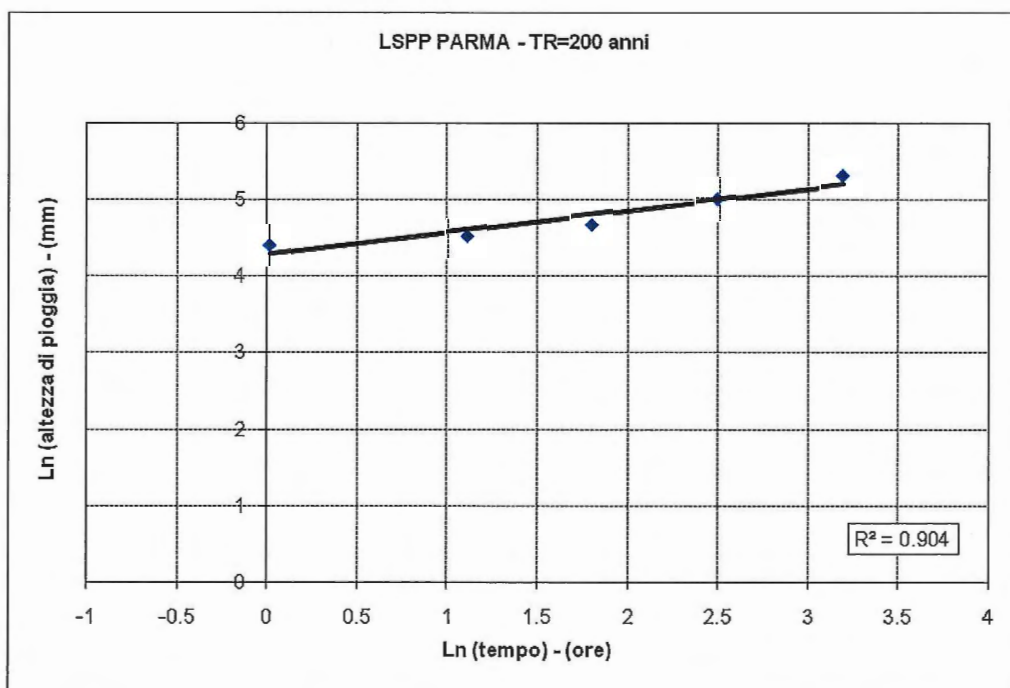


Figura 4.6 Rappresentazione, su scala logaritmica, della curva di possibilità pluviometrica di Parma TR=200 anni.

4.4.1 DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI RIFERIMENTO

L'analisi idrologica condotta su ciascun bacino idrografico della rete di bonifica analizzata è stata sviluppata per diversi tempi di ritorno al fine di inquadrare idrologicamente l'area di studio e per verificare la correlazione tra l'idraulica attuale, in termini di massime portate sostenibili, e l'idraulica di progetto, in termini di rispetto dei franchi idraulici richiesti con riferimento al transito delle portate bisecolari assunte a riferimento.

L'analisi è stata sviluppata secondo le consuete formulazioni dell'idrologia afflussi-deflussi, mancando,

come si è detto, la disponibilità di osservazioni dirette e quindi la possibilità di analisi statistiche del dato idrologico. I modelli lineari stazionari utilizzati si basano sull'ipotesi che il bacino abbia caratteristiche di proporzionalità tra causa (afflussi) ed effetto (deflussi) ed in particolare, per il metodo della corrivazione, che la formazione delle piene sia principalmente condizionata dal trasferimento della massa liquida piuttosto che dal suo invaso.

Il tempo di corrivazione t_c del bacino è stato determinato con l'ausilio delle consuete formule dell'idraulica di pianura; al fine di assorbire le discordanze inevitabili correlate alle diverse formule che non sempre prendono in considerazione i medesimi parametri di calcolo si è ricavato come tempo di corrivazione la media dei tempi di corrivazione ottenuti dalle formulazioni proposte da Pasini, Turazza e Ventura. Si tratta di formule determinate a seguito di studi sperimentali condotti perlopiù sul territorio della pianura emiliana, bolognese e ferrarese e quindi adatti al comprensorio di studio. Le formule sono espresse dalle seguenti relazioni:

$$t_c = 0.108 \times (A \times L)^{1/3} \times I^{-1/2} \quad (\text{Pasini});$$

$$t_c = 7.56 \times A^{0.5} \quad (\text{Turazza});$$

$$t_c = 0.127 \times (A/I)^{1/2} \quad (\text{Ventura}).$$

Il coefficiente di deflusso ϕ tiene conto in forma implicita di tutti i fattori che intervengono a determinare la relazione che intercorre tra la portata al colmo e l'intensità media di pioggia; essa è stata definita a seguito dell'analisi dell'uso del suolo condotta tramite GIS sulla base dati disponibile ed attraverso al fotointerpretazione.

Definita la copertura reale del suolo il coefficiente di deflusso è stato determinato applicando il metodo Curve Number del Soil Conservation Service (SCS, 1985) degli Stati Uniti; esso ricava il deflusso corrispondente allo scorrimento superficiale, in assenza di osservazioni dirette di deflusso, in funzione di tre parametri che condizionano le perdite idriche nelle trasformazioni afflussi-deflussi: copertura del suolo, tipo di suolo, condizioni di umidità.

Il metodo del bilancio complessivo dei volumi ricava l'altezza di pioggia efficacemente defluita nel bacino in funzione dei suoi parametri caratteristici attraverso l'equazione di continuità: $Q = P - S'$ ovvero la portata defluente al generico istante t , è pari alla differenza tra la pioggia caduta P ed il volume complessivamente perso S' ; quest'ultimo funzione del parametro CN da assegnare ai diversi sottobacini in funzione di uso del suolo, trattamento della superficie, condizioni di drenaggio, matrice pedologica, condizioni di umidità.

I suoli attraversati sono prevalentemente di matrice limoso-argillosa con talune intercalazioni di strati sabbiosi, spesso tuttavia con abbondante frazione di limi. Per la particolare natura pedologica dell'ambito territoriale studiato si è scelta una unica classe di suolo, secondo la classificazione SCS, che fosse la più cautelativa di quelle incontrate. La classe scelta è la "C" definita dall'SCS come: *'I suoli di questo gruppo presentano un tasso di infiltrazione basso quando sono completamente bagnati. Sono principalmente suoli con uno strato che impedisce il movimento discendente dell'acqua, oppure suoli con tessitura da moderatamente fine a fine'*.

La definizione delle condizioni di umidità del suolo da assumere a progetto è stata fatta verificando i valori di precipitazione giornaliera caduti nell'arco di un anno; tale verifica è stata estesa agli ultimi 10 anni di misure disponibili.

La classe di umidità antecedente l'evento di progetto (Antecedent Moisture Condition, AMC) è stabilita in funzione della precipitazione avuta nei 5 giorni precedenti l'evento di progetto ed è correlata alla condizione vegetativa separata per stagione a riposo o stagione vegetativa. L'area di studio risulta prevalentemente coltivata a mais, barbabietola e soprattutto erba medica e tutte presentano copertura vegetale durante i periodi in cui statisticamente si hanno i massimi di precipitazione intensa. La classe I si associa a precipitazioni minori di 35,6 mm, la classe II per precipitazioni comprese tra 35,6 mm e 53,3 mm e la classe III per precipitazioni superiori a 53,3 mm.

Dalle verifiche condotte sulla stazione di Parma si osserva che mediamente non si hanno precipitazioni superiori ai 50 mm nei 5 giorni precedenti gli eventi di pioggia registrati e pertanto si è assunto a progetto la classe di umidità AMC II.

La determinazione delle portate di riferimento è stata sviluppata adottando il metodo razionale italiano che privilegia l'azione di trasferimento delle portate piuttosto che quella dell'invaso. Per i bacini di bonifica numerosi studi sperimentali sono stati condotti ad inizio secolo da diversi idrologi italiani che hanno trasferito il dato osservato nella pianura di destra Po in formulazioni sintetiche di adattamento del metodo della corrivazione (Pasini, Ventura, Turazza). L'accrescimento della portata avviene in forma lineare, nella sezione terminale, fino al suo valore massimo ed il successivo decrescimento avviene sempre linearmente in fase di esaurimento.

Il valore della portata critica e l'avvio dell'esaurimento sono legati al rapporto esistente fra la durata t dell'evento piovoso ed il tempo di corrivazione t_c . L'evento meteorico di durata pari al tempo di corrivazione rappresenta la condizione limite per cui tutto il bacino contribuisce al deflusso con una pioggia di durata minima e di massima intensità.



Il valore Q_{max} della portata di piena corrispondente all'evento di pioggia di altezza h , uniformemente distribuito sul bacino, di durata pari a t_c è fornito dalla nota relazione:

$$Q = \frac{A * \phi * h_p}{3,6 * t_c}$$

I tempi di ritorno fissati per la determinazione delle portate di riferimento con cui condurre le analisi idrauliche sono TR=20 anni, TR=100 anni, TR=200 anni; per ciascuna portata sono stati poi determinati i coefficienti udometrici che sintetizzano il contributo idrico del bacino alla formazione delle piene e che sono ovviamente correlati all'estensione del bacino ed a tutti i parametri idrologici citati.

Si osservano le seguenti scale di valori:

Tabella 4.5 Coefficienti udometrici medi ricavati per i bacini di bonifica ricadenti nell'ambito Taro-Po.

Superficie bacino (km ²)	U ₂₀ (l/s*ha)	U ₁₀₀ (l/s*ha)	U ₂₀₀ (l/s*ha)
1<S<0.5	20	35	40
3<S<1	15	25	30
10<S<3	12	18	21
S>10	10	13	15

La portata di progetto adottata per le verifiche idrauliche è quella determinata per tempo di ritorno 200 anni.

4.4.2 SINTESI DELLE ANALISI IDROLOGICHE

Sono stati determinati i parametri caratteristici della trasformazione afflussi-deflussi per la determinazione delle portate di riferimento stabilite in Q_{20} , Q_{100} e Q_{200} . I risultati sono esposti nella seguente tabella di sintesi.

Tabella 4.6 Portate di riferimento determinate per i corsi d'acqua interferiti da Autostrada e Varianti.

CODICE	NOME	Q_{20}	Q_{100}	Q_{200}
ID		m^3/s	m^3/s	m^3/s
ATST-BP-01	Canale Ottomulini			
ATST-BP-02	Diramazione sud Dugara dei Ronchi	1.5	2.4	2.7
ATST-BP-03	Dugara di Mezzo	4.8	7.3	8.5
ATST-BP-04	Dugara dei Ronchi	3.5	5.3	6.1
P2-BP-2	Diramazione sud Dugara dei Ronchi	1.5	2.4	2.7



4.4.3 VERIFICHE IDRAULICHE

Nell'ambito del progetto in esame è stato studiato, mediante modellazione idraulica in moto permanente, l'inserimento delle opere di attraversamento atte a risolvere le interferenza con la rete idrografica costituita dai corsi d'acqua secondari riportati nell'elenco seguente.

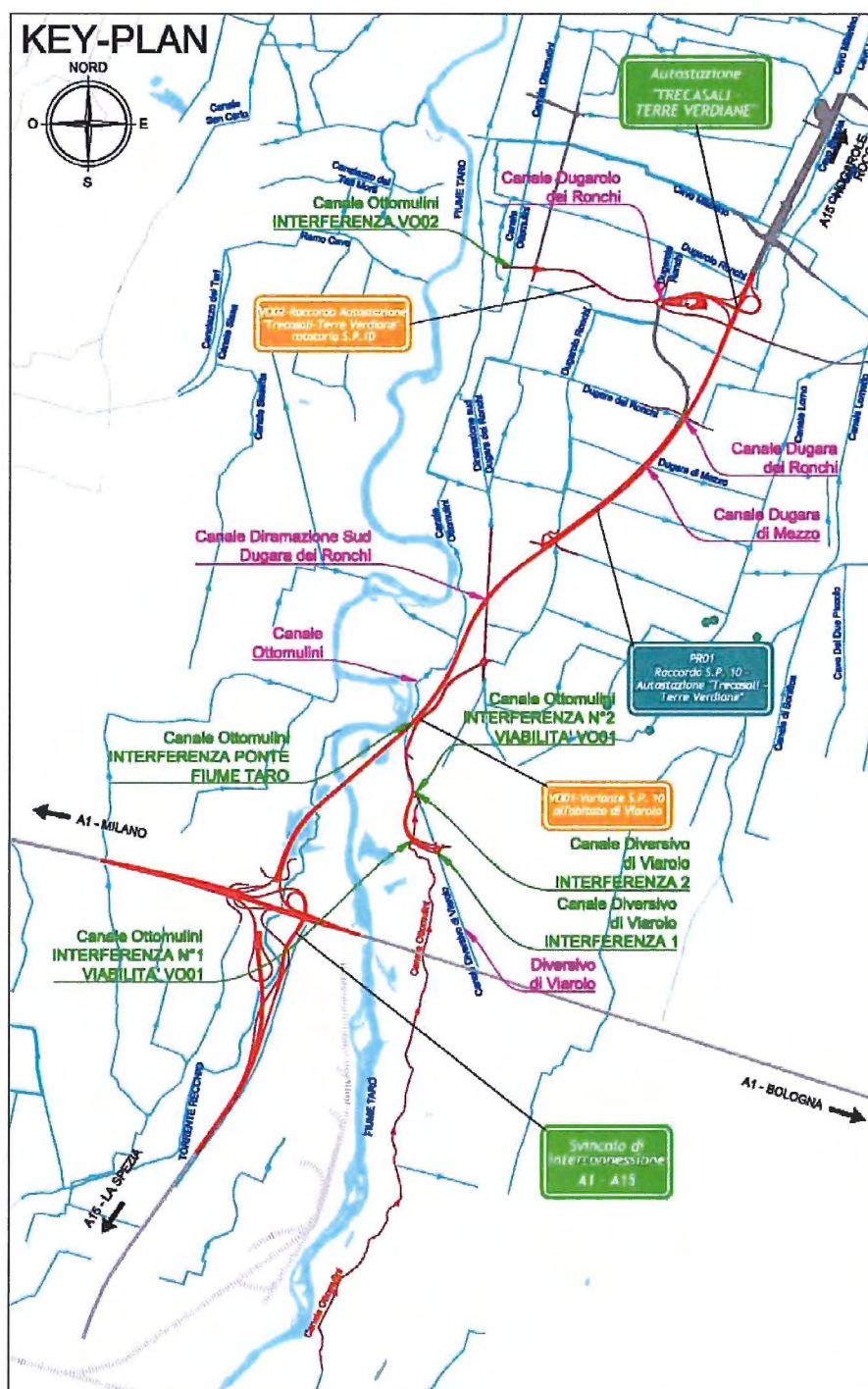
- CANALE OTTOMULINI
- CANALE DIRAMAZIONE SUD DUGARA DEI RONCHI
- CANALE DUGARA DI MEZZO
- CANALE DUGARA DEI RONCHI
- CANALE DUGAROLO DEI RONCHI
- CANALE DIVERSIVO DI VIAROLO

L'analisi idraulica è stata sviluppata con adottando il codice di calcolo HEC Rivers Analysis System (RAS) che utilizza un metodo monodimensionale in moto permanente diffuso e largamente applicato sul territorio italiano e nel comprensorio del Consorzio di Bonifica Parmense.

La portata assunta come riferimento per la progettazione è la Q_{Tr200} .

Per ognuno dei corsi d'acqua elencati è stata effettuata una simulazione in moto permanente in condizioni Ante e Post Operam al fine di valutare l'effetto della realizzazione dell'arteria in progetto sui deflussi e quindi la compatibilità idraulica dell'intervento nei confronti della piena di progetto.

Nella figura seguente è riportato il quadro di unione delle principali interferenze idrografiche con la rete autostradale in progetto e con le viabilità secondarie ad essa connesse.



Quadro di unione principali interferenze idrografiche

L'andamento planimetrico, il profilo d'asta e le sezioni trasversali necessarie alla definizione del modello matematico di simulazione idraulica in condizioni ante e Post operam sono stati ricavati dalla cartografia disponibile aggiornata ed integrata con rilievi di campagna e sulla base delle scelte progettuali adottate.



Generalmente i tombini di attraversamento presentano sezioni idrauliche interne atte a garantire le operazioni di smelatura del fondo con ausilio di miniescavatori; la quota di scorrimento dei tombini viene ribassata rispetto a quella attuale in modo da realizzare uno sprofondamento che consenta di effettuare in futuro interventi di ridefinizione della pendenza di fondo.

Nell'ambito dell'intervento sono previste poi opere di riassetto idraulico per la ricucitura dei tratti tombinati mediante realizzazione di tratti di raccordo tra la sezione aperta in terra e quella chiusa in cls.

I risultati ottenuti dalle modellazioni idrauliche sintetizzano il comportamento attuale del canale ed il funzionamento della configurazione di progetto.

Rinviando alle relazioni specifiche opportunamente predisposte per i dettagli relativi ad ogni attraversamento si rileva generalmente su tutti i corsi d'acqua esaminati una situazione in cui la sezione esistente permette il deflusso di una portata inferiore alla ventennale in accordo con i tempi di ritorno per cui è stata dimensionata in origine la rete di bonifica.

La configurazione attuale dell'alveo evidenzia dunque una insufficiente officiosità idraulica rispetto alla portata di progetto duecentennale ed il transito della corrente avviene con l'annullamento del franco di bonifica.

L'analisi delle simulazioni ante e post operam evidenziano dunque come la piena di progetto non possa essere contenuta nel sistema di canalizzazioni esistenti oggetto dello studio.

La configurazione di progetto, che prevede generalmente la risoluzione delle interferenze idrauliche con tombini scatolari, evidenziano quasi ovunque livelli idrometrici che garantiscono il transito della piena di riferimento con franco di sicurezza pari ad 1 m per il tombino a servizio dell'autostrada; dove per motivi legati alla geometria delle deviazioni stradali non è stato possibile innalzare sufficientemente la livelletta sul piano campagna si è derogato da tale valore ottenendo valori del franco inferiori ad 1 m.



5 SMALTIMENTO DELLE ACQUE DI PIATTAFORMA

Lo studio della rete di evacuazione delle acque di piattaforma è fondato sulle analisi idrologiche ed idrauliche specificamente condotte per l'ambito autostradale.

5.1 DETERMINAZIONE DELLE PIOGGE DI PROGETTO

Per la determinazione delle piogge di progetto è stata sviluppata una specifica ed approfondita analisi delle precipitazioni di grande intensità e breve durata, responsabili dei massimi deflussi, su tutta l'area del progetto e si è poi provveduto a definire le curve di possibilità pluviometrica caratteristiche da utilizzare nei diversi tratti del tracciato.

In particolare l'analisi pluviometrica ha preso in esame le stazioni del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale (SIMN) ricadenti in vicinanza dell'area attraversata e per le quali, a seguito della scelta di rappresentatività, è stata condotta l'analisi statistica sui valori estremi di precipitazione per la definizione delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP) che associano al grado di probabilità di accadimento dell'evento il valore della variabile precipitazione ricostruito con legge monomia in funzione dell'interpolazione dei dati storici estremi.

Lo studio delle piogge è stato condotto prendendo a riferimento le analisi pluviometriche già sviluppate nel progetto definitivo del 2007 e considerando oggi l'areale di riferimento per l'opera in progetto rappresentato dal territorio della bassa pianura della provincia di Parma. Sull'area di studio, estesa da Parma a Verona, ricadono diverse stazioni per le quali sono stati recuperati i dati disponibili di piogge intense per durate inferiori e superiori all'ora fino alla durata giornaliera; i dati considerati sono quelli pubblicati negli Annali Idrologici per il cinquantennio 1950-2006 la cui disponibilità è variabile a seconda della stazione. Dall'analisi dei dati si è verificata una generale carenza delle serie storiche di riferimento nelle stazioni disponibili; ciò non ha pertanto consentito di sviluppare una analisi corretta dal punto di vista statistico in quanto i campioni disponibili non risultavano sufficienti alla rappresentazione della distribuzione della variabile pioggia nel tempo.

Di seguito si riportano le caratteristiche delle stazioni pluviometriche utilizzate per la definizione delle piogge di progetto nell'areale compreso tra Taro e Po.

Tabella 5.1 Caratteristiche delle stazioni pluviometriche ricadenti nell'area di studio della Provincia di Parma.

STAZIONE	Provincia	Comune	Bacino	UTM est	UTM Nord	Strumento	Quota
Parma	Parma	Parma	Parma	604377	4961857	Pr	50
Fidenza	Parma	Fidenza	Stirone			Pr	75
Roccabianca	Parma	Froccabianca	Taro			Pr	32
Sissa	Parma	Sissa	Taro			Pr	31
Ronchetti	Parma	S.Secondo P.se	Taro			P	40
Casalmaggiore	Cremona	Casalmaggiore	Oglio	611931	4982356	Pr	25

Le serie storiche sono state elaborate con i metodi dell'idrologia statistica, al fine di stimare l'altezza di pioggia di prefissata durata che ha la probabilità di essere uguagliata o superata una volta in un prefissato numero di anni (tempo di ritorno TR). Allo scopo si è utilizzata la distribuzione di probabilità asintotica di Gumbel (EV1), il cui uso è molto diffuso per regolarizzare le serie empiriche di valori estremi.

$$P(h \leq \bar{h}) = e^{-e^{-\alpha(\bar{h}-u)}}$$

I parametri della distribuzione α e u sono legati alla media ed allo scarto quadratico medio della variabile h dalle relazioni:

$$\hat{\alpha} = \frac{1,285}{s}$$

$$\hat{u} = \bar{H} - 0,46 \cdot s$$

dove:

$$\bar{H} = \sum_i \frac{h_i}{N} \quad \text{media}$$

$$s = \sqrt{\sum_i \frac{(h_i - \bar{H})^2}{N-1}} \quad \text{scarto quadratico medio}$$

Essendo T il tempo di ritorno definito come la durata media in anni del periodo in cui il valore assegnato h_T della variabile viene raggiunto o superato una sola volta. Se ad esempio il tempo di ritorno vale 50 anni si ha:

$$P(h \leq h_T) = 1 - \frac{1}{T} = 1 - \frac{1}{50} = 0,98$$

Dalla legge di Gumbel, con semplici passaggi matematici, si ottiene:

$$P(h \leq h_T) = e^{-e^{-\alpha \cdot (h_T - u)}} = \frac{1}{e^{e^{\alpha \cdot (h_T - u)}}}$$

e si può trasformare in:

$$\ln \frac{1}{P(h \leq h_T)} = e^{\alpha \cdot (u - h_T)}$$

$$\ln \left[\ln \left(\frac{1}{P(h \leq h_T)} \right) \right] = \alpha \cdot (u - h_T)$$

Da cui si ottiene:

$$h_T = u - \frac{1}{\alpha} \cdot \ln \left[\ln \left(\frac{1}{P(h \leq h_T)} \right) \right]$$

Avendo fissato un tempo di ritorno pari a 50 anni:

$$\ln \left[\ln \left(\frac{1}{P(h \leq h_T)} \right) \right] = -3,90$$

Sostituendo si ottiene:

$$h_T = \hat{u} + \frac{3,90}{\hat{\alpha}}$$

In tal modo, per ogni durata di pioggia, si ottiene l'altezza di pioggia caratterizzata da un tempo di ritorno pari a 50 anni.

La curva di possibilità pluviometrica, nella forma monomia, viene rappresentata dalla seguente equazione:

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

Pertanto, partendo dalle serie storiche pluviometriche, occorre ricavare i parametri a ed n . Per semplificare tale approccio si evidenzia che la curva di possibilità pluviometriche può essere trasformata nell'equazione di una retta trasformandola nella seguente espressione:

$$\ln h = \ln a + n \cdot \ln t$$

In tal modo si può ricorrere alla semplice interpolazione lineare, dove, con il metodo dei minimi quadrati, si ricavano i coefficienti a ed n .

Le LSPP sono state determinate per il tempo di ritorno $TR=50$ anni assunto come riferimento per la progettazione delle opere di smaltimento delle acque di piattaforma; si sono considerate le serie storiche delle precipitazioni intense di durata superiore all'ora e pari a 1, 3, 6, 12 e 24 ore e di durata inferiore all'ora (scrosci). Dall'analisi condotta inizialmente in forma separata per scrosci e precipitazioni orarie si è verificato, soprattutto per gli scrosci, i primi dove il campione risultava spesso inferiore a 10 dati, che la correlazione tra il dato interpolato e

quello registrato presentava valori non sufficienti. Si è quindi proceduto alla definizione di una curva univoca per la cui costruzione si sono usati sia i dati di scoscio sia i dati orari; ciò è portato a determinare le LSPP riportate in seguito per le quali si osserva che il coefficiente di correlazione è sempre superiore a 0.85.

Il 1° Lotto autostradale da Fontevivo alla Autostazione Trecasali-Terre Verdiane ricade all'interno del poligono di Thiessen centrato sulla stazione pluviometrica di Parma la cui curva di pioggia caratteristica assunta a progetto vale: $h_{50} = 57.80 \cdot t^{0.311}$.

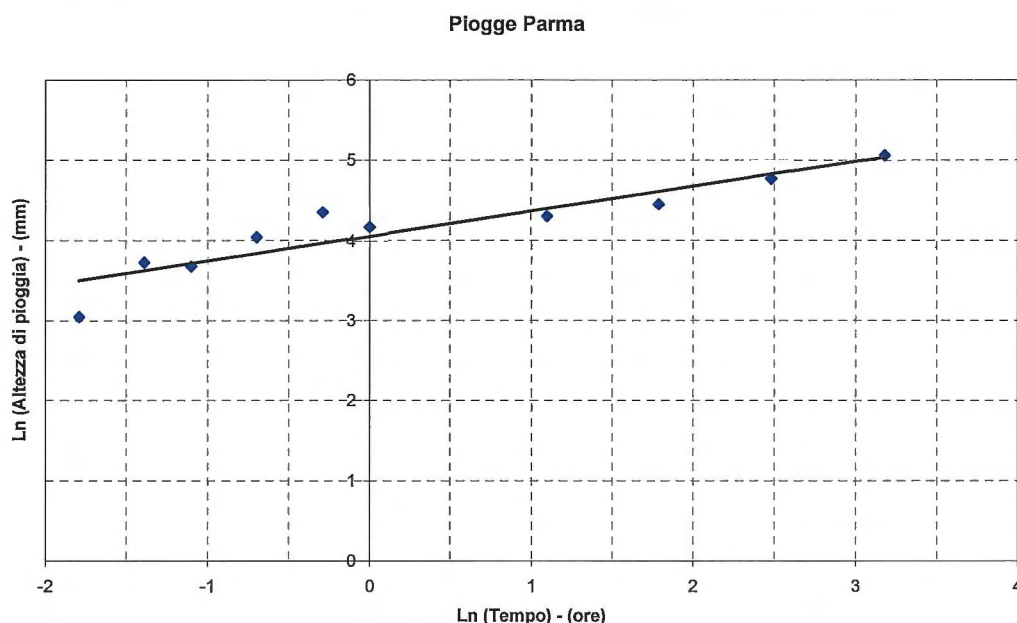


Figura 5.1 Rappresentazione, su scala logaritmica, della curva di possibilità pluviometrica di Parma.

Come riportato in precedenza per la progettazione delle opere di smaltimento delle acque di piattaforma le LSPP sono state determinate assumendo un tempo di ritorno TR=50 anni a cui corrisponde la curva di possibilità pluviometrica riportata in Figura 4.1.

A seguito delle elaborazioni eseguite per il Progetto Esecutivo con i dati pluviometrici, aggiornati al 2012, riferiti sempre alla stazione di Parma-Università, e a seguito del confronto fatto con le curve di possibilità pluviometriche utilizzate nel Progetto Definitivo, si ritiene cautelativo, dal punto di vista idraulico, mantenere valide quest'ultime e quindi:

per la rete di smaltimento delle acque meteoriche (piogge di durata 15, 30, 45 minuti e 1, 3, 6, 12 e 24 ore):

- Tr = 50 anni $h = 57.8 t^{0.311}$
- Risulta inoltre indispensabile, ai fini progettuali, definire l'equazione di possibilità pluviometrica per un tempo di ritorno TR= 100 anni al fine di dimensionare correttamente la rete di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche della galleria artificiale. Poiché tale equazione nel PD risulta indisponibile nel PE è stata assunta quella elaborata nel PD per gli attraversamenti stradali dei canali minori, ovvero: $h = 65.20 t^{0.283}$

Si rimanda all'appendice per i dettagli riguardante l'elaborazione delle curve di possibilità pluviometrica eseguita con i dati aggiornati.



5.2 LE ANALISI IDROLOGICHE ED IDRAULICHE

L'analisi idrologica ed idraulica comprende il calcolo delle portate massime che sollecitano la rete di drenaggio autostradale nelle diverse sezioni caratteristiche definite sulla base dei tratti geometricamente omogenei e nella determinazione dei parametri caratteristici dell'idrodinamica in condizioni di moto uniforme.

5.2.1 LE ANALISI IDROLOGICHE

La stima del valore della portata di progetto che sollecita, per assegnato tempo di ritorno, il sistema scolante è stata effettuata mediante l'applicazione di un modello di trasformazione afflussi deflussi di tipo cinematico.

L'ipotesi adottata per il modello di calcolo è che il sistema idrologico sia lineare e invariante nel tempo ovvero che l'idrogramma, per assegnata precipitazione, dipende dalle caratteristiche del bacino supposte stazionarie e indipendenti dall'evento considerato.

Il metodo cinematico lineare o della corrivazione è basato sulle seguenti ipotesi:

0. gocce d'acqua cadute contemporaneamente in punti diversi del bacino impiegano tempi diversi per giungere alla sezione di chiusura;
1. il contributo di ogni singolo punto alla formazione della portata di bacino sia proporzionale all'intensità di pioggia in quel punto;
2. il tempo impiegato dalle gocce per raggiungere la sezione di chiusura sia caratteristico di ciascun punto ed invariante nel tempo.

Dalle ipotesi del modello sopra descritte ne consegue che esiste un tempo di concentrazione, t_c , caratteristico del bacino, che rappresenta il tempo necessario perché la goccia caduta nel punto idraulicamente più lontano del bacino raggiunga la sezione di chiusura.

Aumentando la durata della precipitazione aumenterà di conseguenza l'area del bacino contribuente, fino al tempo di corrivazione, quando tutta la superficie del bacino sarà contribuente ovvero ogni goccia caduta nel bacino avrà raggiunto la sezione di chiusura.

Il tempo di concentrazione, t_c , può essere determinato facendo riferimento al percorso idraulicamente più lungo della rete fognaria sino alla sezione di chiusura verificata; in particolare dopo aver individuato la rete fognaria sottesa alla sezione di chiusura e aver delimitato i sottobacini contribuenti in ogni ramo della rete, per determinare il tempo di concentrazione si fa riferimento a:

$$t_c = t_a + t_r$$

dove t_a è il tempo di accesso alla rete ed è relativo al sottobacino drenato dal condotto fognario posto all'estremità di monte del percorso idraulico più lungo mentre t_r è il tempo di rete relativo alla rete fognaria sottesa alla sezione considerata.

Il tempo di accesso, t_a è di incerta determinazione, variando con la pendenza e la natura dell'area, la presenza e tipologia dei drenaggi minori presenti in essa nonché dell'altezza di pioggia precedente l'evento critico di progetto. Normalmente nella progettazione si è sempre tenuto in conto di un valore compreso tra 5 e 15 minuti dove i valori più bassi sono riferiti alle aree di minore estensione, più attrezzate idraulicamente e con maggiore pendenza; per il caso in esame si è assunto un tempo di accesso $t_a=10'$.

Il tempo di rete, t_r , è dato dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione seguendo il percorso più lungo della rete fognaria:

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{V_{ui}}$$

dove:

L_i : lunghezza della singola canalizzazione;

V_{ui} : velocità di moto uniforme che assume la portata di piena nella singola canalizzazione.

L'evento di progetto viene rappresentato attraverso uno ietogramma di tipo costante; l'ipotesi prevede che l'andamento temporale dell'intensità di pioggia sia costante in tutta la sua durata; la sua determinazione è stata fatta sulla base delle LSPP di progetto.



La determinazione della pioggia netta, avviene per depurazione della frazione lorda caduta sul terreno considerando che una parte di queste si perde per effetto di infiltrazione e detenzione superficiale. Si adotta il metodo percentuale, riducendo la pioggia di una quantità costante per tutta la durata dell'evento. Il coefficiente di afflusso, definito come il rapporto tra il volume defluito nella sezione di chiusura e quello caduto sull'intero bacino, è definito sulla base di due valori di riferimento:

coperture e superfici asfaltate $C_{IMP}=0.90$;
superfici delle scarpate ed in generale a verde $C_{PERM}=0.40$.

Si assumono inoltre valide le seguenti ulteriori ipotesi:

- 1 funzionamento dei collettori autonomo, si trascurano cioè eventuali rigurgiti indotti sui singoli rami da parte dei collettori che seguono a valle;
- 2 valida l'approssimazione di deflusso in moto uniforme;
- 3 comportamento della rete sincrono, ovvero che i diversi collettori raggiungono contemporaneamente il massimo valore della portata.

Poiché all'aumentare del tempo di concentrazione aumenta la durata della pioggia critica e contemporaneamente ne diminuisce l'intensità media, l'ipotesi di sincronismo va a favore di sicurezza permettendo di considerare delle velocità maggiori delle effettive, quindi un tempo di percorrenza minore e di conseguenza anche un tempo di concentrazione minore ed infine una intensità di pioggia maggiore.

La portata massima al colmo alla sezione di chiusura del bacino (o di ciascun sottobacino) vale:

$$Q_{max} = \frac{\phi \cdot i \cdot A}{360}$$

dove:

- Q : portata al colmo di piena in m³/s;
φ : coefficiente di afflusso medio del bacino;
I_{cr} : intensità media della pioggia di durata pari al tempo di concentrazione, t_c, in mm/h;
S : superficie del bacino in ha.

L'intensità critica di precipitazione, per il tempo di ritorno adottato, vale:

$$I_{cr} = a \cdot t_c^{n-1}$$

dove:

- a,n: coefficiente ed esponente della curva di possibilità pluviometrica;
t_c : tempo di concentrazione del bacino;

Il tempo di ritorno per la determinazione dei dati idrologici di progetto è assunto pari a TR = 50 anni.



APPENDICE

Per la progettazione esecutiva è stato fatto un aggiornamento dei dati pluviometrici considerando la stazione di rilevamento più vicina alla zona di intervento che corrisponde a quella di Parma-Università (stessa stazione presa a riferimento nel PD).

I dati sono stati raccolti dal sito dell'agenzia ARPA dell'Emilia Romagna e poi inseriti in una tabella riepilogativa di seguito riportata; il periodo considerato va dal 1946 al 2012 mentre i valori di pioggia si riferiscono alle seguenti durate:

Scrosci di durata pari a 15, 30 e 45 minuti;

Piogge orarie di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

		36	42	29	46	46	46	46	46
		SCROSCI			PRECIPITAZIONI BREVI E INTENSE				
test di Pearson		NO	NO	OK	NO	OK	OK	OK	OK
n. colonna		1	2	3	1	2	3	4	5
tempo		15	30	45	1	3	6	12	24
		min	min	min	ore	ore	ore	ore	ore
n.	anno	h mm	h mm	h mm	h mm	h mm	h mm	h mm	h mm
1	1947								
2	1948		17.5		27.0	42.0	54.0	82.0	101.0
3	1949		16.0		21.0	29.0	37.0	46.0	58.0
4	1950		22.0		23.0	26.0	35.0	43.0	50.4
5	1951				22.0	32.0	49.0	60.0	74.0
6	1952		16.0	23.0	28.0	29.7	29.7	30.7	50.3
7	1953		15.0		21.0	27.2	30.2	32.0	48.0
8	1954	11.0			9.5	15.8	24.5	38.0	70.3
9	1955								
10	1956								
11	1957								
12	1958								
13	1959	13.0	16.0	19.0	22.8	28.0	34.0	43.6	58.0
14	1960								
15	1961								
16	1962								
17	1963	26.8	19.4	11.4	27.4	28.6	54.4	59.6	70.6
18	1964	15.8	19.4		32.0	44.2	58.0	73.2	75.4
19	1965								
20	1966	8.4	8.0		12.8	24.8	39.2	40.0	70.8
21	1967	9.6	21.4		39.8	47.8	58.2	58.6	58.8
22	1968	12.2	17.2	11.0	18.6	31.0	56.4	65.2	76.0
23	1969	11.0	21.4		27.6	43.6	51.2	52.6	52.6
24	1970		15.0		23.6	37.0	38.0	40.6	44.6
25	1971		7.0		11.4	21.0	34.0	56.0	74.0
26	1972	10.4	10.0	36*	39.8	47.0	47.0	47.0	64.0
27	1973	11.8*	70.0		76.6	76.6	77.2	78.8	97.8

28	1974								
29	1975	14*	15.0		13.2	18.8	28.6	46.8	72.6
30	1976								
31	1977								
32	1978								
33	1979								
34	1980								
35	1981								
36	1982		35.8		39.4	45.4	48.6	50.8	50.8
37	1983				33.4	34.2	34.2	34.2	34.8
38	1984	12.0			22.0	27.8	34.0	48.6	65.0
39	1985								
40	1986								
41	1987	6.4	11.0	12.4	14.0	32.6	43.2	53.4	62.8
42	1988	6.4	11.2	11.4	13.4	29.8	31.4	38.0	45.2
43	1989	6.6	12.4	13.0	13.6	30.0	33.4	42.4	58.8
44	1990	10.8	15.6	20.2	28.0	38.2	43.6	57.0	77.0
45	1991	11.0	13.0	15.0	16.8	25.4	40.8	60.2	69.8
46	1992	9.4	11.4	16.0	19.0	25.6	39.8	46.6	82.4
47	1993	13.6	16.2	19.2	21.6	36.8	37.6	44.4	68.2
48	1994	10.6	12.8	17.6	18.6	24.0	29.6	31.2	49.2
49	1995	16.0	20.0	23.2	26.0	37.2	40.0	42.8	49.0
50	1996	11.0	13.6	17.6	19.4	23.6	30.4	41.2	63.0
51	1997	10.2	12.8	14.0	16.8	26.4	32.4	35.0	40.2
52	1998	14.8	17.0	18.8	20.8	26.6	31.6	37.6	42.6
53	1999	10.8	15.2	18.6	22.8	48.0	53.2	65.2	76.0
54	2000	13.6	17.4	21.4	22.2	23.2	31.2	48.2	55.6
55	2001	11.4	19.2	20.6	20.6	28.6	37.6	41.2	56.8
56	2002	18.4	22.4	25.4	26.2	31.0	33.6	45.4	47.2
57	2003	9.6	15.4	17.0	18.6	20.4	25.8	33.8	47.8
58	2004	25.8	27.8	34.6	38.0	43.2	49.0	63.0	70.4
59	2005	10.0	13.4	15.0	17.0	37.6	60.2	76.8	102.2
60	2006	13.2	14.0	14.8	15.4	34.8	43.4	49.8	63.6
61	2007	11.6	14.4	17.4	20.4	48.4	58.0	61.8	72.2
62	2008	10.4	14.2	19.2	23.4	35.2	35.2	54.2	75.8
63	2009								
64	2010	28.0	33.8	37.8	38.6	41.6	43.2	48.0	58.0
65	2011								
66	2012	8.0	11.4	14.8	16.2	21.6	29.6	41.0	55.6

Per stimare l'altezza di pioggia di prefissata durata che ha la probabilità di essere uguagliata o superata una volta in un prefissato numero di anni (tempo di ritorno TR), si è utilizzata la distribuzione di probabilità asintotica di Gumbel:

$$P(h \leq \bar{h}) = e^{-e^{-\alpha(\bar{h}-u)}}$$

I parametri della distribuzione α e u sono legati alla media ed allo scarto quadratico medio della variabile



h dalle relazioni:

$$\hat{\alpha} = \frac{1,285}{s}$$

$$\hat{u} = \bar{H} - 0,46 \cdot s$$

dove:

$$\bar{H} = \sum_i \frac{h_i}{N} \quad \text{media}$$

$$s = \sqrt{\sum_i \frac{(h_i - \bar{H})^2}{N-1}} \quad \text{scarto quadratico medio}$$

Essendo T il tempo di ritorno definito come la durata media in anni del periodo in cui il valore assegnato h_T della variabile viene raggiunto o superato una sola volta. Se ad esempio il tempo di ritorno vale 50 anni si ha:

$$P(h \leq h_T) = 1 - \frac{1}{T} = 1 - \frac{1}{50} = 0,98$$

Dalla legge di Gumbel, con semplici passaggi matematici, si ottiene:

$$P(h \leq h_T) = e^{-e^{-\alpha \cdot (h_T - u)}} = \frac{1}{e^{e^{\alpha \cdot (h_T - u)}}}$$

e si può trasformare in:

$$\ln \frac{1}{P(h \leq h_T)} = e^{\alpha \cdot (u - h_T)}$$

$$\ln \left[\ln \left(\frac{1}{P(h \leq h_T)} \right) \right] = \alpha \cdot (u - h_T)$$

Da cui si ottiene:

$$h_T = u - \frac{1}{\alpha} \cdot \ln \left[\ln \left(\frac{1}{P(h \leq h_T)} \right) \right]$$

Avendo fissato un tempo di ritorno pari a 50 anni:

$$\ln \left[\ln \left(\frac{1}{P(h \leq h_T)} \right) \right] = -3,90$$

Sostituendo si ottiene:

$$h_T = \hat{u} + \frac{3,90}{\hat{\alpha}}$$

In tal modo, per ogni durata di pioggia, si ottiene l'altezza di pioggia caratterizzata da un tempo di ritorno pari a 50 anni.

La curva di possibilità pluviometrica, nella forma monomia, viene rappresentata dalla seguente equazione:

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

Pertanto, partendo dalle serie storiche pluviometriche, occorre ricavare i parametri a ed n . Per semplificare tale approccio si evidenzia che la curva di possibilità pluviometriche può essere trasformata nell'equazione di una retta trasformandola nella seguente espressione:

$$\ln h = \ln a + n \cdot \ln t$$

In tal modo si può ricorrere alla semplice interpolazione lineare, dove, con il metodo dei minimi quadrati, si ricavano i coefficienti a ed n .



Si riportano di seguito i parametri a ed n ricavati per i diversi tempi di ritorno:

Parma Università						
CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA						
Tr	SCROSCI		PRECIPITAZIONI BREVI E INTENSE			
	a mm ore ⁻ⁿ	n	t = 1, 3, 6, 12, 24 ore		t = 1, 3, 6 ore	
			a mm ore ⁻ⁿ	n	a mm ore ⁻ⁿ	n
2	20.2	0.376	22.2	0.314	22.2	0.319
5	28.8	0.344	32.2	0.259	32.9	0.233
10	34.4	0.331	38.8	0.236	39.9	0.198
20	39.8	0.321	45.1	0.219	46.7	0.173
30	42.9	0.317	48.7	0.211	50.6	0.162
40	45.1	0.314	51.3	0.206	53.4	0.155
50	46.8	0.312	53.3	0.203	55.5	0.149
100	51.9	0.307	59.4	0.193	62.1	0.135
200	57.1	0.302	65.5	0.185	68.6	0.124
300	60.1	0.300	69.1	0.181	72.5	0.118
400	62.2	0.298	71.6	0.178	75.2	0.114
500	63.9	0.297	73.6	0.176	77.3	0.112
1000	69.0	0.294	79.7	0.171	83.8	0.104

Considerando il Tr = 50 anni si ottengono i seguenti parametri della curva di possibilità pluviometrica:

a = 46.8 mm ore-n n = 0.312 Scrosci
a = 53.3 mm ore-n n = 0.203 piogge orarie

E' stata elaborata anche la curva di possibilità pluviometrica considerando tutti i dati indistintamente, ottenendo i seguenti valori:

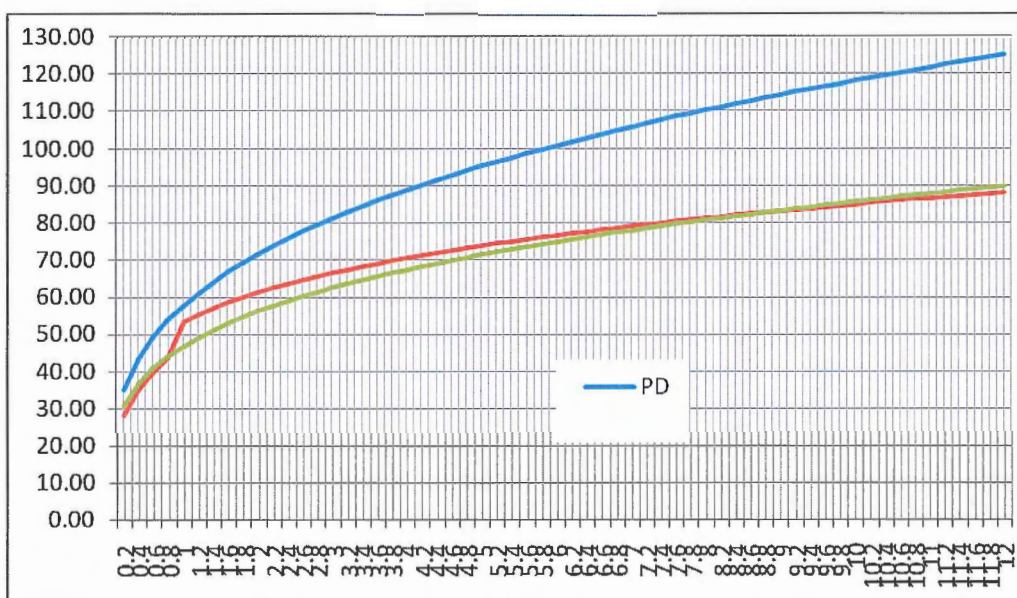
CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA		
Tr		
	a mm ore ⁻ⁿ	n
2	20.4	0.353
5	29.0	0.307
10	34.6	0.288
20	40.0	0.275
30	43.1	0.268
40	45.3	0.264
50	46.9	0.262
100	52.1	0.254
200	57.3	0.248
300	60.3	0.244
400	62.4	0.242
500	64.1	0.241

1000	69.2	0.236
------	------	-------

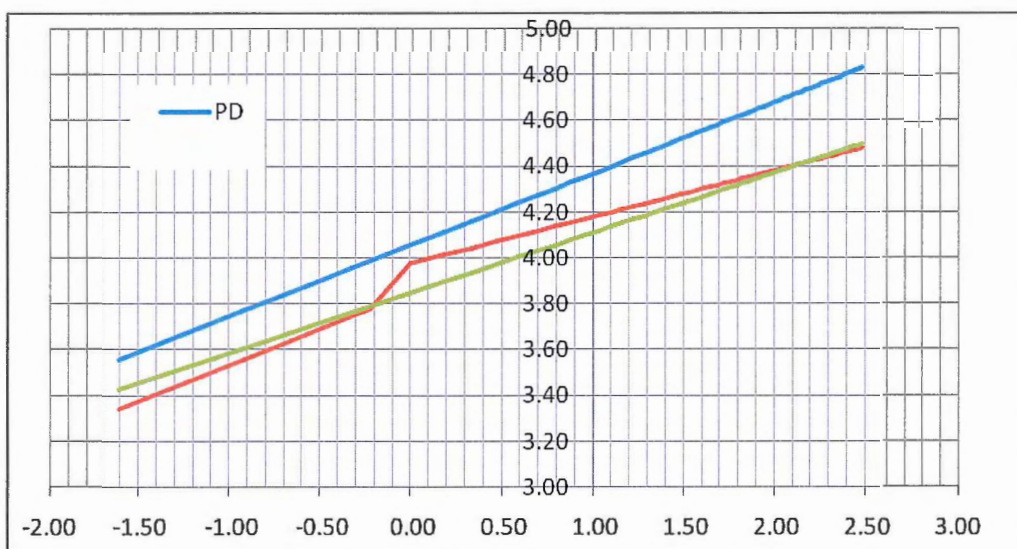
Considerando il $T_r = 50$ anni si ottengono i seguenti parametri della curva di possibilità pluviometrica:
 $a = 46.9 \text{ mm ore}^{-n}$ $n = 0.262$

Le curve elaborate sono state confrontate con quella indicata nel PD ($T_r = 50$ anni, $h = 57.8 \text{ t}^{0.311}$) ottenendo i risultati indicati dai grafici seguenti:

- linea blu = Progetto DEFINITIVO con curva unica
- linea rossa = Progetto ESECUTIVO con curve separate tra scrosci e piogge orarie
- linea verde = Progetto ESECUTIVO con curva unica



Altezza di pioggia in mm in funzione del tempo in ore ($T_r = 50$ anni)

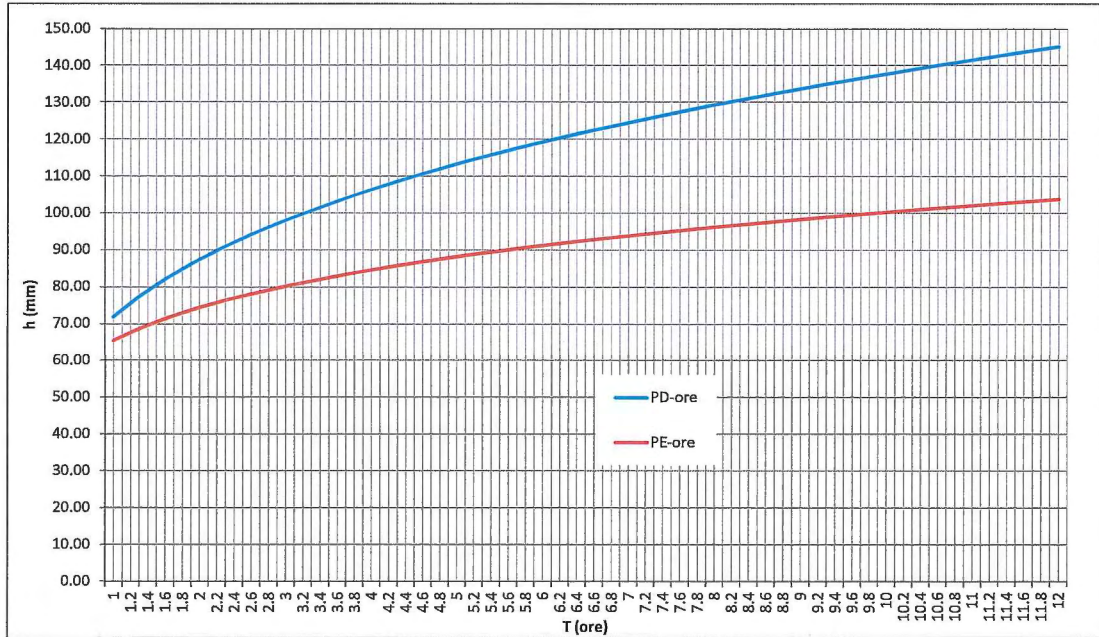


Ln dell'altezza di pioggia in mm in funzione del Ln del tempo in ore ($T_r = 50$ anni)

Anche nel caso di curve di possibilità pluviometrica con $T_r = 200$ anni (utilizzate per il dimensionamento degli attraversamenti dei canali minori) i parametri presenti nel PD sono risultati più gravosi rispetto a quelli derivanti dalla elaborazione per il progetto esecutivo:



PD $a = 71.92 \text{ mm ore}^{-n}$ $n = 0.282$
PE $a = 65.50 \text{ mm ore}^{-n}$ $n = 0.185$



Altezza di pioggia in mm in funzione del tempo in ore ($T_r = 200$ anni)