



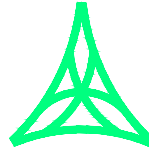
REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

DIREZIONE CENTRALE
INFRASTRUTTURE, MOBILITA', PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E LAVORI PUBBLICI

SOGGETTO DELEGATARIO:



PROGETTAZIONE:



S.p.A. AUTOVIE VENETE

34123 TRIESTE - Via V. Locchi, 19 - tel. 040/3189111
 Società soggetta all'attività di direzione e coordinamento da parte di
 Friulia S.p.A. - Finanziaria Regionale Friuli-Venezia Giulia

CONCESSIONARIA AUTOSTRADE
 A4 VENEZIA - TRIESTE
 A23 PALMANOVA - UDINE
 A28 PORTOGRUARO - CONEGLIANO

**COLLEGAMENTO TRA LA S.S. 13 PONTEBBANA E LA A23
 TANGENZIALE SUD DI UDINE (II LOTTO)**

AGGIORNAMENTO PROGETTO DEFINITIVO dd.14.12.2006

SISTEMAZIONE IDRAULICA

Relazione idraulica

TEMATICA

M

N. ALLEGATO e SUB.ALL.

01.00 .0.0

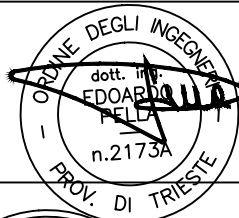
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
3					
2					
1					
0	30.08.2012	EMISSIONE	NA	VCP	EP

COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE GENERALE:

S.p.A. AUTOVIE VENETE :

dott. ing. Edoardo PELLA

dott. ing. Stefano DI SANTOLO



IL CAPO COMMESSA:

dott. ing. Edoardo PELLA

IL DIRETTORE DELL'AREA OPERATIVA:

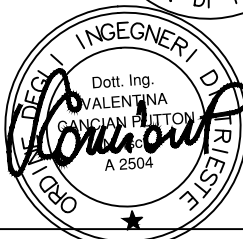
dott. ing. Enrico RAZZINI

PROGETTAZIONE SPECIALISTICA:

Idraulica :

dott. ing. Nino APRILIS

dott. ing. Valentina CANCIAN PUTTON



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

NOME FILE:
1207M0100000.pdf

DATA PROGETTO:
30.08.2012

312TN

CODICE MASTRO

12 07 0

ANNO N.PROGETTO REVISIONE

SOMMARIO

1	INQUADRAMENTO GENERALE	3
1.1	INTRODUZIONE.....	3
1.2	CENNI GEOMORFOLOGICI GENERALI DELLA ZONA	3
1.3	LINEAMENTI GEOLITOLOGICI	4
2	IDROLOGIA	6
3	IDROGRAFIA	7
3.1	BACINI IMBRIFERI MINORI.....	7
3.1.1	Aree di compensazione ambientale e recupero idrico	13
3.2	CANALI IRRIGUI	16
3.3	IL TORRENTE CORMOR.....	16
3.3.1	Cenni sulle più disastrose piene del Cormor.....	17
3.3.2	Portate di massima piena	18
3.3.3	Ipotesi di base per la definizione del modello idraulico	19
3.3.4	Erosione localizzata in corrispondenza delle pile e delle spalle del ponte	19
4	SISTEMI DI RACCOLTA, ALLONTANAMENTO E TRATTAMENTO DELLE ACQUE METEORICHE.....	23
4.1	DESCRIZIONE	23
4.2	VERIFICA DEI FOSSI DI GUARDIA	23
4.3	VERIFICA CONDOTTA E SIFONI DI ATTRAVERSAMENTO	25
4.4	DIMENSIONAMENTO DELLE STAZIONI DI SOLLEVAMENTO	27
4.5	TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA.....	28
4.5.1	Il sistema di trattamento.....	29

Allegato n. 1: DATI PLUVIOMETRICI	32
Allegato n. 2: TABULATI DI CALCOLO DEI CANALI IRRIGUI.....	75
Allegato n. 3: CALCOLO DELLE PORTATE DEI FOSSI DI GUARDIA	79
Allegato n. 4: CALCOLO DELLE PORTATE E VERIFICHE IDRAULICHE DEI COLLETTORI DEI TRATTI IN TERRA ARMATA E DELLE TUBAZIONI DEI VIADOTTI	89
Allegato n. 5: VERIFICHE IDRAULICHE DELLA RETE DI RACCOLTA.....	95
Allegato n. 6: CALCOLO DELLE PORTATE E DEI VOLUMI DEI DISOLEATORI.....	97

1 INQUADRAMENTO GENERALE

1.1 INTRODUZIONE

La nuova viabilità collega la S.S. n. 13 alla Tangenziale Sud di Udine – I Lotto, attraversando il torrente Cormor nella zona a Sud dell'abitato di Zugliano in Comune di Pozzuolo del Friuli, i canali irrigui di Carpeneto a nord dell'abitato omonimo, Passons a sud dell'abitato di Orgnano in Comune di Basiliano, Martignacco a S-SE di Basiliano, San Vito a S-SE dell'abitato di Basagliapenta in Comune di Basiliano.

Nel presente elaborato vengono forniti i dati idraulici necessari per la progettazione delle opere d'arte principali interferenti con i corsi d'acqua sopra indicati, con particolare riguardo al torrente Cormor (il più importante), e per lo studio delle necessarie opere di difesa idraulica.

Il torrente Cormor è un corso d'acqua "naturale", a differenza degli altri che sono canali artificiali di geometrie e portate definite. Ha provocato inondazioni anche importanti (ad esempio nel 1920 e nel 1998), comportando l'allagamento degli abitati di Basaldella e Zugliano e l'invasione di una zona limitata ad Est del torrente dalla S.R. n. 353 e, ad Ovest, dal terrazzamento che dall'abitato di Basaldella si protende a Sud verso l'abitato di Carpeneto. E' tuttora privo di opere d'arte significative per la regolamentazione delle sue portate.

1.2 CENNI GEOMORFOLOGICI GENERALI DELLA ZONA

La zona in esame rientra nella cosiddetta Alta Pianura Friulana, che si estende ai piedi dell'anfiteatro morenico del Tagliamento, ed è costituita da alluvioni, fluitate da vari corsi d'acqua, con alterne vicende sviluppatasi in tempi diversi, specialmente durante e dopo l'ultimo periodo glaciale (Würmiano), quindi in epoca geologica molto recente.

Tutte queste correnti costruirono i loro conoidi di deiezione, che a valle andavano progressivamente livellandosi in un'unica pianura, pur mantenendo una propria fisionomia litologica in corrispondenza dei vari settori di spaglio.

La zona fra Zugliano e Basagliapenta rientra fra le conoidi del torrente Cormor ad est, e del torrente Corno ad ovest. Di maggior interesse per l'intervento in oggetto è quella del Cormor, corrente fluvioglaciale che scendeva dalla parte orientale del ghiacciaio tilaventino e trasportava materiale soprattutto di natura calcarea, calcarea-dolomitica e arenacea.

Durante le fasi di ritiro dei ghiacciai, le conoidi (paleopianura) furono scavate dai singoli corsi d'acqua, più o meno impetuosi, che incisero i loro stessi depositi "asportando" parte delle alluvioni e originando così una serie (anche duplice o triplice) di terrazzi, che attualmente appaiono sopraelevati di pochi metri rispetto agli attuali letti ordinari.

L'area su cui è impostato l'attraversamento del torrente Cormor dista una quindicina di chilometri, in senso meridiano, dalle propaggini moreniche tilaventine più meridionali.

Questa distanza si riduce al valore minimo di circa undici chilometri secondo una direttrice NNW-SSE. La distanza dalla linea delle risorgive è di una quindicina di chilometri; si può, quindi, affermare che la nostra area occupa una posizione pressoché centrale della pianura pedemorenica.

Com'è noto, nell'Alta Pianura Friulana le quote decrescono procedendo di norma da Nord verso Sud. Le quote della pianura interessata dal tracciato dell'opera, a sviluppo medio ENE-WSW, variano fra circa 75÷77 m s.l.m.m. (ad Est) e circa 59 m s.l.m.m. (ad Ovest). La zona si presenta comunque morfologicamente piuttosto uniforme ed abbastanza livellata, quasi piatta alla vista, e quindi indifferenziata (salvo l'alveo del torrente Cormor ed alcuni interventi ad opera dell'uomo, comunque di limitata entità).

Spostandoci verso ovest, rispetto al torrente Cormor, è bene evidenziato il terrazzo che lo accompagna, sopraelevato in media di circa tre metri sulla pianura sottostante, mentre verso est il terrazzamento è meno evidente, con un dislivello di circa un metro e mezzo. La distanza fra i due

terrazzi, in corrispondenza del parallelo in cui è ubicato l'attraversamento, è di circa 2 km ed il greto attuale ne occupa una posizione quasi centrale.

Le quote medie dal piano campagna nel settore dell'attraversamento del torrente Cormor, sono, almeno in base a quanto appurabile dalla CTR, variabili fra circa 71,6 m s.l.m.m. e 76,5 m s.l.m.m.; le quote prossime all'alveo sono 75,1 m s.l.m.m. ad Ovest e 74,7 m s.l.m.m. ad Est. Da rilevare che nella parte occidentale le quote a partire da circa 75,1 m s.l.m.m. degradano fino a raggiungere la base del terrazzo.

Per quanto riguarda la pendenza della pianura lungo il torrente Cormor si rileva:

- dalla località Colugna (quota 115,0 m s.l.m.m.) a Terenzano (quota 74,0 m s.l.m.m.) un dislivello di 41,0 m su una distanza, in linea d'aria, di 10 km, e quindi una pendenza del 4,10 per mille;
- su un tratto più limitato (sempre comprendente la nostra area), da Basaldella, a quota di 81,0 m s.l.m.m., a località Fornace (località ad ovest di Terenzano), a quota di 70,0 m s.l.m.m., un dislivello di 11,0 m su una distanza, in linea d'aria, di 3,2 km, e quindi una pendenza pari al 3,43 per mille.

In corrispondenza dell'attraversamento del canale Passons, la morfologia è pure quasi piatta, e comunque le quote sono una decina di metri circa inferiori al "terrazzo" di Orgnano (quota 76,0 m s.l.m.m.).

Per quanto riguarda la pianura a monte del manufatto sul canale di Martignacco, se si considera una direttrice NNW-SSE (cioè quella lungo cui si è sviluppata la "fiumana" del settembre 1920) passando per la parte mediana dell'area invasa dalle acque, si rileva un dislivello di 26,0 m fra Blessano (quota 88,0 m s.l.m.m.) e la zona interessata dalla tangenziale Sud (quota 62,0 m s.l.m.m.) su una distanza di 4,67 km, e quindi una pendenza media del 5,56 per mille.

I valori di pendenza sopra citati rientrano tra quelli comunemente accertati per questa zona dell'Alta Pianura Friulana.

1.3 LINEAMENTI GEOLITOLGICI

Si è ritenuto opportuno riportare, seppure in modo succinto, alcuni cenni sulla natura del suolo e del sottosuolo per meglio inquadrare il problema.

La zona interessata, ed un ampio territorio circostante, risulta costituita da terreni quaternari più o meno recenti. In particolare, nella zona dell'attraversamento del torrente Cormor, sono segnalate "Ghiaie sabbie e limo".

Si tratta di materiale eterodimensionale con prevalenza in genere di elementi sabbiosi e ghiaiosi. Lungo il corso del Cormor e nelle parti vicine, le ghiaie sono prevalenti, ma si notano anche plaghe o lenti di sabbie debolmente ghiaiose commiste a varie percentuali di limo. La natura è soprattutto carbonatica (calcari, calcari dolomitici, dolomie) e subordinatamente arenacea, conglomeratica, ecc. (rocce di schietto tipo sedimentario). Lateralmente alla fascia di terreni sopracitata, affiorano ampiamente depositi fluvioglaciali ed alluvionali per lo più grossolani (sciolti o cementati) di natura soprattutto carbonatica, materiali che affiorano anche lungo il tracciato in progetto verso Basagliapenta.

Litologicamente la ghiaia domina e caratterizza tutto il deposito alluvionale; specie in profondità; è però qua e là cementata in banchi di conglomerato spessi anche decine di metri e intercalati sia con ghiaia sciolta che con sabbia ed anche con qualche lente di argilla (peraltro, almeno nei casi più superficiali, del tutto discontinua e non tale da costituire una protezione impermeabile da eventuali massicci inquinamenti provenienti dall'alto). Sia la ghiaia che il conglomerato (presentante meati e fratture) sono permeabili ($k = 10 - 0,01$ cm/s nelle ghiaie, attorno a $0,1 - 0,01$ cm/s nei conglomerati) ed attraverso di essi fluiscono le ingenti quantità di acqua che traboccano dalle risorgive (a sud della linea Codroipo - Palmanova), oppure che travenano in profondità nelle falde artesiane. Tuttavia questo imponente materasso alluvionale della Piana Friulana (ghiaie, conglomerati, sabbie ed argille) che è spesso da circa 200-300 m al margine NE ad oltre 700 m al

marginale SW, non è saturato d'acqua: nella zona di Udine ci sono anche 40 m di ghiaia più o meno secca prima di giungere al livello freatico che da questa profondità in poi si porta fino al sottostante (varie centinaia di metri) basamento impermeabile o fino al livello delle acque fossili.

Il canale Passons è ubicato poco sotto Orgnano ed è impostato in alluvioni quaternarie grossolane, prossime peraltro ad alluvioni antiche in parte cementate e con lo strato superficiale profondamente alterato (per 2-4 m).

I canali di Martignacco e San Vito, più importanti del precedente, sono impostati su alluvioni fluvioglaciali ed alluvionali più o meno grossolane e sciolte, evidenti già in superficie nelle campagne circostanti.

Nel sottosuolo è presente una ricca falda freatica con superficie posta ad oltre 20 m di profondità rispetto al piano campagna e con escursioni medie valutabili in pochi metri. Il flusso di detta falda avviene mediamente da nord verso sud, e la sua velocità è valutabile, secondo molti autori, in alcuni metri al giorno. Le alluvioni eterodimensionali di vario tipo che costituiscono il nostro substrato, sono reputate variamente permeabili.

2 IDROLOGIA

L'indagine pluviometrica, necessaria per verificare l'idoneità delle sezioni dei corsi d'acqua attraversati e per dimensionare i dispositivi di raccolta e allontanamento delle acque dalla strada, è stata condotta esaminando i dati della stazione pluviografica di Udine. Sono stati considerati i massimi annuali delle precipitazioni orarie di massima intensità, nel primo caso, e delle precipitazioni di notevole intensità e breve durata, nel secondo. Attraverso l'elaborazione statistica di Gumbel, è stato possibile elaborare i massimi annuali delle precipitazioni e mettere in relazione l'altezza h della precipitazione con la durata τ dell'evento piovoso, in funzione di un determinato tempo di ritorno T_R durante il quale un particolare evento è mediamente uguagliato o superato, ottenendo la cosiddetta *curva di possibilità pluviometrica*, avente espressione generale:

$$h = a \cdot \tau^n, \quad (1)$$

in cui la grandezza a è espressa in mm/ore ^{n} , se h è in mm e τ in ore, ed è funzione di T_R , mentre n non ha dimensione.

Si sono ottenute le seguenti curve:

Periodo di ritorno T_R (anni)	Scrosci		Eventi di durata oraria	
	a (mm/ore ^{n})	n	a (mm/ore ^{n})	N
5	47,10	0,4373		
10			58,02	0,3196
25	64,91	0,4396	68,84	0,3240
50	72,29	0,4402	76,86	0,3265
100	79,61	0,4407	84,83	0,3285
200	92,76	0,3302	92,76	0,3302

Tabella 1: parametri a ed n della curva di possibilità pluviometrica al variare del tempo di ritorno e in funzione dell'evento meteorico considerato.

A rigore, le curve così ottenute dovrebbero presentare tutte il medesimo esponente n , ammettendo delle piccole differenze dovute alla natura sperimentale dei dati osservati. Infatti, se si rappresentassero le curve su un piano bilogarithmico, esse si trasformerebbero in rette, per le quali n rappresenterebbe il coefficiente angolare: queste rette, al variare del T_R , dovrebbero risultare tutte parallele tra loro, perché, se le rette relative a due tempi di ritorno differenti si intersecassero, si manifesterebbe la situazione assurda per cui per determinate durate di pioggia l'altezza di precipitazione sarebbe maggiore per eventi con maggiore probabilità di realizzarsi.

Il dettaglio dei dati pluviometrici e la relativa analisi sono riportati nell'Allegato n. 1.

3 IDROGRAFIA

3.1 BACINI IMBRIFERI MINORI

Tra il torrente Cormor ed il torrente Corno discendono, dalla cerchia morenica esterna verso l'Alta Pianura, molti corsi d'acqua minori, noti comunemente come "lavie", mantenendosi generalmente indipendenti l'uno dall'altro, ma talora unendosi.

Le aree di alimentazione di questi torrentelli sono ristrette e non sempre ben definite. E' da mettere in evidenza il fatto che essi sono normalmente asciutti; solo nei periodi di forte piovosità le portate possono raggiungere qualche m³/s e diventare pericolose per la sicurezza dei centri abitati e dei manufatti che sorgono lungo le rive. In pianura le acque, quando presenti, vengono rapidamente assorbite dal materasso alluvionale. Le lavie, in definitiva, dopo un percorso breve ed incerto, nella pianura cessano per assorbimento. Gli alvei sono normalmente asciutti, tanto che nel tratto inferiore vengono utilizzati come strade campestri. Va però sottolineato che, in occasione di piogge sovrabbondanti, questi corsi d'acqua possono riempirsi repentinamente ed allagare anche tratti più o meno vasti di pianura.

Per quanto riguarda le esondazioni delle lavie, i dati a disposizione sono molto scarsi. Risulta, comunque, che l'evento più catastrofico si sia verificato nel settembre 1920, quando alcune di esse allagarono numerosi paesi anche a monte della zona in esame. Ad esempio, da Martignacco a Colloredo di Prato, si ebbero delle fiumane più o meno impetuose, ma comunque non particolarmente gravose.

Livelli massimi di 1,0-1,5 m sul piano campagna si registrarono per la lavia di Galleriano. Essa viene normalmente interessata da una serie di torrentelli che si trovano ad occidente del canale Martignacco, precisamente dai colli di Fagagna fino a Madrisio. In occasione di eventi meteorici eccezionali, questi rii possono caricarsi di cospicue quantità d'acqua e, riunendosi variamente fra di loro, dar luogo a delle "fiumane" con esondazioni anche rilevanti. Facendo riferimento sempre al gravoso avvenimento del 1920, le acque di questi rii, concentrate in un unico corso, produssero vasti allagamenti a meridione di Blessano, Vissandone, Basiliano e più a valle, interessando anche l'area prescelta per il sedime stradale. Il tratto allagato risultò, all'altezza dell'attraversamento in progetto, piuttosto rilevante (circa 800 m nel senso dei paralleli). Il canale di Martignacco si trova al margine est di questo tratto. Non furono, comunque, raggiunti livelli idrometrici paragonabili a quelli del Cormor.

All'oggi la lavia di Galleriano attraversa la linea ferroviaria VE-UD in una condotta Ø1400 mm e la statale S.S. n. 13 in un canale in calcestruzzo delle dimensioni di circa 2,00 m per 1,00 m; viene poi condotta a dispersione in una fossa perdente poco più a valle (gli attraversamenti e la fossa sono riportati nell'allegato M.02.02.0.1 "Corografia generale dei bacini imbriferi minori").

Per i terreni posti a monte della strada di progetto, considerati i tombotti tuttora funzionanti della S.S. n. 13, si sono individuati i bacini imbriferi sottesi da singoli attraversamenti od in prossimità di sezioni caratteristiche, e se ne è calcolata la portata, per un tempo di ritorno centenario per i bacini direttamente confluenti sulla strada principale le zone soggette alle esondazioni del 1920, cinquantenario per tutti gli altri.

Per il calcolo del tempo di corrivazione τ_c , si è considerata la formula di *Kirpich*, tarata sui piccoli bacini:

$$\tau_c = 0,95 \cdot \frac{L^{1,155}}{d^{0,385}} \quad (2)$$

in cui τ_c è espresso in ore, L è la lunghezza dell'asta principale in km e d è il dislivello dell'asta principale espresso in metri.

La portata di massima piena Q , espressa in m^3/s , è data dalla formula cosiddetta razionale:

$$Q = 0,277 \cdot k_1 \cdot \frac{h(\tau_c)}{\tau_c} \cdot A, \quad (3)$$

essendo:

- h , espressa in mm, l'altezza di pioggia di assegnato tempo di ritorno T_R e di durata pari al tempo di corrivazione τ_c ;
- A la superficie del bacino scolante in km^2 ;
- τ_c il tempo di corrivazione in ore;
- k_1 il coefficiente di deflusso secondo *Kennessey*, dipendente soprattutto dalle caratteristiche vegetazionali e di permeabilità del suolo, definito come rapporto tra il volume defluito durante la pioggia e durante il tempo di corrivazione ed il volume di afflusso meteorico durante il tempo di pioggia; quest'ultimo coefficiente è stato posto pari a 0,1, valore derivante, secondo il metodo di *Kennessey*, dalla somma di tre parametri dovuti alla permeabilità, all'acclività ed alla copertura vegetale del suolo. In particolare, essendo il bacino in condizioni di elevata permeabilità, bassa acclività e copertura vegetale caratterizzata da terre coltivate, i relativi coefficienti risultano pari rispettivamente a 0,03, 0,00 e 0,07, per un totale appunto di 0,1.

I risultati ottenuti dall'applicazione delle relazioni esposte sono riassunti nella Tabella 2.

n. bacino	T_R	a	n	n''	Sup. scolante A	Lungh. asta principale L	Dislivello Asta d	k_1	τ_c	U	Q
	anni	mm/ore ⁿ			km ²	km	m		ore	l/(s·ha)	m ³ /s
B1	100	79,61	0,4407	0,588	0,042	0,353	2,4	0,1	0,204	42,50	0,18
B2	50	72,29	0,4402	0,587	0,022	0,392	2,1	0,1	0,242	35,98	0,08
B3	100	79,61	0,4407	0,588	0,197	0,529	2,3	0,1	0,330	34,94	0,69
B7	50	72,29	0,4402	0,587	0,726	2,320	8,1	0,1	1,122	19,09	1,39
B7+B6	50	72,29	0,4402	0,587	0,885	2,480	8,6	0,1	1,184	18,67	1,66
B5	50	72,29	0,4402	0,587	0,130	0,685	1,2	0,1	0,572	25,22	0,33
B4	50	72,29	0,4402	0,587	0,218	0,734	3,0	0,1	0,435	28,23	0,61
B8	50	72,29	0,4402	0,587	0,379	1,860	8,0	0,1	0,874	21,17	0,80
B8+B9	50	72,29	0,4402	0,587	1,282	2,350	9,3	0,1	1,080	19,40	2,49
B8+B9+B10	50	72,29	0,4402	0,587	1,747	2,760	10,5	0,1	1,241	18,31	3,21
B11	50	72,29	0,4402	0,587	0,641	1,500	7,0	0,1	0,717	22,97	1,47
B12	50	72,29	0,4402	0,587	0,296	0,735	3,8	0,1	0,398	29,29	0,87
B13	50	72,29	0,4402	0,587	1,676	1,935	10,6	0,1	0,821	21,73	3,64
B15	50	72,29	0,4402	0,587	0,288	1,308	11,0	0,1	0,515	26,35	0,76
B14+B15	50	72,29	0,4402	0,587	0,846	2,055	13,7	0,1	0,797	21,99	1,86
B13+B14+B15	100	72,29	0,4402	0,587	2,522	2,055	13,7	0,1	0,797	24,25	6,12
B16	100	79,61	0,4407	0,588	0,074	0,382	3,5	0,1	0,193	43,46	0,32
B17	100	79,61	0,4407	0,588	0,031	0,319	1,6	0,1	0,212	41,82	0,13
B18	100	79,61	0,4407	0,588	0,173	0,548	3,0	0,1	0,311	35,71	0,62
B19	50	72,29	0,4402	0,587	0,135	0,484	4,0	0,1	0,241	36,05	0,48
B20	50	72,29	0,4402	0,587	0,632	2,600	9,8	0,1	1,190	18,64	1,18
B23	50	72,29	0,4402	0,587	0,344	1,200	3,9	0,1	0,694	23,28	0,80
B22	50	72,29	0,4402	0,587	0,687	1,800	8,6	0,1	0,818	21,76	1,50

n. bacino	T_R	a	n	n''	Sup. scolante A	Lungh. asta principale L	Dislivello Asta d	k_I	τ_c	U	Q
	anni	mm/ore ⁿ			km ²	km	m		ore	l/(s·ha)	m ³ /s
B21+B23	50	72,24	0,4402	0,587	0,858	1,940	11,3	0,1	0,803	21,91	1,88
B24	100	79,61	0,4407	0,588	0,895	1,525	7,3	0,1	0,719	25,26	2,26
B25	50	72,29	0,4402	0,587	0,101	0,613	2,0	0,1	0,413	28,84	0,29
B26	50	72,29	0,4402	0,587	0,896	1,735	8,8	0,1	0,777	22,22	1,99
B27	50	72,29	0,4402	0,587	0,027	0,33	1,51	0,1	0,231	37,17	0,10
B28	50	72,29	0,4402	0,587	0,175	0,65	1,68	0,1	0,476	27,22	0,48
B29	50	72,29	0,4402	0,587	0,052	0,56	1,85	0,1	0,386	29,67	0,16
B30	50	72,29	0,4402	0,587	0,032	0,82	3,3	0,1	0,480	27,12	0,09
B31	50	72,29	0,4402	0,587	0,004	0,18	0,29	0,1	0,215	37,77	0,01

Tabella 2: riepilogo delle portate calcolate tramite l'utilizzo dell'Equazione (3) per ciascun bacino imbrifero minore; il parametro n'' tiene conto della variabilità del coefficiente di deflusso per precipitazioni di durata inferiore all'ora tramite il coefficiente moltiplicativo 4/3 applicato ad n .

Per impedire che le acque veicolate dalle strade rurali, mediamente poste a quote notevolmente più basse dei campi circostanti, o quelle di ruscellamento proprie di questi, possano investire il rilevato stradale, si sono predisposti attraversamenti con scatolari di varie dimensioni.

Le verifiche degli scatolari e del tombino circolare sono state effettuate a moto permanente e sono riportate nella Tabella 3.

n. bacino	Base b	Altezza h	Diametro Φ	K_s	Pendenza fondo	Q	v	h_{\max} di calcolo	Verifica
	m	m	m	m ^{1/3} /s		m ³ /s	m/s	m	$h > h_{\max}$
B1	-----	-----	0,8	75	0,003	0,18	0,69	0,36	OK
B2	1,0	0,8	-----	75	0,003	0,08	0,92	0,17	OK
B3	1,2	0,8	-----	75	0,003	0,46	0,96	0,45	OK
B4	1,2	0,8	-----	75	0,003	0,41	0,91	0,42	OK
B5	1,0	0,8	-----	75	0,003	0,33	0,94	0,37	OK
B6	1,2	0,8	-----	75	0,003	0,98	1,29	0,65	OK
B7	1,2	0,8	-----	75	0,003	0,78	1,15	0,58	OK
B8	1,2	0,8	-----	75	0,003	0,66	1,08	0,53	OK
B10	3,0	1,5	-----	75	0,003	1,91	0,83	0,84	OK
B11	3,0	1,5	-----	75	0,003	2,26	0,87	0,83	OK
B11-->B12 n.1	3,0	1,5	-----	75	0,003	2,75	1,00	0,98	OK
B11	1,2	0,8	-----	75	0,003	0,99	1,36	0,65	OK
B12	4,5	2,5	-----	75	0,003	0,44	0,28	0,47	OK
B13	4,5	2,5	-----	75	0,003	6,12	0,71	1,06	OK
B15-->B14	1,2	0,8	-----	75	0,003	0,76	1,32	0,51	OK
B16	1,2	0,8	-----	75	0,003	0,32	0,80	0,37	OK
B17	1,2	0,8	-----	75	0,003	0,13	0,49	0,23	OK
B18	1,2	0,8	-----	75	0,003	0,62	0,80	0,37	OK
B19	4,5	2,5	-----	75	0,003	0,49	0,25	0,50	OK
B20	3,0	2,0	-----	75	0,003	3,07	1,06	1,03	OK

n. bacino	Base <i>b</i>	Altezza <i>h</i>	Diametro Φ	K_s	Pendenza fondo	Q	ν	h_{max} di calcolo	Verifica
	m	m	m	$m^{1/3}/s$		m^3/s	m/s	m	$h > h_{max}$
B21	2,0	1,0	-----	75	0,003	1,89	1,27	0,76	OK
B22 a	1,2	0,8	-----	75	0,003	0,51	1,03	0,44	OK
B22 b	1,2	0,8	-----	75	0,003	1,50	1,84	0,69	OK
B23-->B21	1,2	0,8	-----	75	0,003	0,80	1,37	0,55	OK
B24	3,0	2,0	-----	75	0,003	2,27	0,55	0,73	OK
B25	1,2	0,8	-----	75	0,003	0,29	0,79	0,36	OK
B26	3,0	1,5	-----	75	0,003	2,00	0,76	0,89	OK

Tabella 3: verifica idraulica eseguita a moto uniforme degli attraversamenti; i tempi di ritorno considerati per la portata sono quelli definiti nella Tabella 2.

Le verifiche idrauliche dei canali, aventi sezione trapezoidale con pendenza delle scarpe 1:1 e 2:3, sono state condotte a moto uniforme e sono riportate in Tabella 6.

Si nota che le portate dei bacini dal B27 al B31 tengono conto anche delle portate provenienti da monte e di quelle che derivano dalla piattaforma stradale (coefficiente di deflusso $\Phi=0,9$, tempo di corrivazione calcolato con la formula del Maryland, $Tr=25$ anni), oltre allo scarico delle condotte in PVC assunte, per ipotesi, a moto uniforme con pendenza costante pari a 0,003 e coefficiente di riempimento dell'80% (si vedano la Tabella 4 e la Tabella 5).

n. bacino	T_R	a	n	n''	Sup. scolante A	Lungh. asta principale L	i	Φ	τ_c	Q
	anni	mm/ore ⁿ			km ²	km	m/m		sec	m ³ /s
B27	25	64,91	0,4396	0,560	0,052	0,36	0,003	0,9	1066,75	0,14
B28	25	64,91	0,4396	0,560	0,049	0,36	0,003	0,9	1064,61	0,14
B29	25	64,91	0,4396	0,560	0,090	0,26	0,003	0,9	824,92	0,28
B30	25	64,91	0,4396	0,560	0,063	0,29	0,003	0,9	901,34	0,19
B31	25	64,91	0,4396	0,560	0,052	0,29	0,003	0,9	901,34	0,16

Tabella 4: riepilogo delle portate calcolate tramite l'utilizzo della formula del Maryland per la parte urbana di ciascun bacino.

Condotta	Immissione nel bacino	i	k_s	Q
		m/m	$m^{1/3}s^{-1}$	m^3/s
400	B28	0,003	75	0,11
600	B29	0,003	75	0,32
800	B30	0,003	75	0,69

Tabella 5: riepilogo delle portate calcolate a moto uniforme delle differenti condotte di raccolta delle acque dalla piattaforma stradale.

Sono stati cautelativamente verificati anche i canali drenanti come se si trattasse di canali a fondo impermeabile, senza tenere conto cioè della portata dispersa per infiltrazione. Questa portata è stata considerata solo nel calcolo dei volumi da assegnare ai bacini di compensazione, di cui si parlerà in seguito (si veda la Tabella 7).

n. bacino	Q	Pendenza fondo	K_s	Base b	Altezza h	v	h_{\max} di calcolo	Verifica
	m^3/s		$m^{1/3}/s$					
B5	0,33	0,0030	40	0,7	0,7	0,82	0,38	OK
B6	0,95	0,0030	40	0,7	0,7	1,07	0,57	OK
B7	0,78	0,0030	40	0,7	0,7	1,01	0,51	OK
B8	0,66	0,0030	40	0,7	0,7	0,98	0,54	OK
B9	2,05	0,0010	40	1,2	1,2	0,87	1,02	OK
B10	2,26	0,0020	40	1,2	1,2	1,15	0,90	OK
B11	2,35	0,0020	40	1,2	1,2	1,16	0,91	OK
B12	0,74	0,0015	40	0,8	0,8	0,78	0,65	OK
B14	1,87	0,0050	40	0,9	0,9	1,53	0,66	OK
B15	0,76	0,0050	40	0,7	0,7	1,22	0,52	OK
B20	3,07	0,0020	40	1,2	1,2	1,24	1,08	OK
B21	0,97	0,0030	40	0,8	0,8	1,08	0,63	OK
B22 a	0,51	0,0020	40	0,7	0,7	0,79	0,53	OK
B22 b	1,50	0,0020	40	0,9	0,9	1,04	0,83	OK
B23	0,80	0,0040	40	0,7	0,7	1,15	0,56	OK
B26	2,00	0,0050	40	1,0	1,0	1,55	0,74	OK
B27	0,24	0,0030	40	0,7	0,7	0,72	0,29	OK
B28	0,97	0,0030	40	1,0	0,7	1,03	0,53	OK
B29	1,72	0,0030	40	1,0	0,8	1,20	0,70	OK
B30	2,68	0,0030	40	1,2	0,9	1,34	0,82	OK
B31	0,17	0,003	40	0,7	0,7	0,65	0,25	OK
FOSSO SEZ.132	0,42	0,0010	40	0,7	0,7	0,58	0,57	OK

Tabella 6: verifica idraulica eseguita a moto uniforme dei canali aventi sezione trapezoidale e pendenza delle scarpe 1:1 oppure 2:3; i tempi di ritorno considerati per la portata sono quelli definiti nella Tabella 2

Per il tratto di viabilità di progetto in trincea che si trova in corrispondenza degli allagamenti della storica piena del 1920, a monte del sedime stradale si sono previste trincee disperdenti con tubi forati in conglomerato cementizio. Tali condotte permeabili collegano pozzi disperdenti, posti ad un interasse di 50 m.

La portata dispersa è stata calcolata secondo la formula $Q = k \cdot A$, essendo k il coefficiente di permeabilità e A la superficie disperdente.

Considerata una profondità unitaria ed ipotizzata disperdente la sola zona nell'intorno della condotta drenante, la superficie A risulta pari a $A = (b + 2h) \cdot 1$, dove $b = 1,2$ m ed $h = 0,7$ m. La portata rimanente viene portata a dispersione nell'area compresa tra la tangenziale e la SP61.

I coefficienti di permeabilità sono desunti da prove eseguite all'uopo, risultando in accordo con i dati sperimentali dedotti dalla relazione geologica allegata al progetto, a firma del geologo dott. Sergio Benedetti e dell'ing. Alessio Cisotto (si vedano gli elaborati della tematica C).

Per gli altri tratti in trincea si realizzerà un canale di gronda a fondo impermeabile.

Le relative portate saranno condotte in appositi bacini, denominati aree di compensazione ambientale e recupero idrico (si veda il Paragrafo 3.1.1), dove andranno a dispersione.

Per il calcolo del volume dell'onda di piena si è considerato un idrogramma triangolare isoscele, conforme al metodo cosiddetto cinematico.

Le elaborazioni relative ai volumi delle aree di compensazione ambientale sono riportate nella Tabella 7.

Per i quattro tratti di raccolta delle acque di piattaforma stradale che necessitano di sollevamento per raggiungere le aree di compensazione ambientale, si riassumono le caratteristiche degli impianti di sollevamento nella Tabella 8.

n. area	Elemento	Q_{max}	t_c	$V_{max} =$	k	A	$q_{drenata} =$	L	$Q_{drenata} =$	$Q_{effettiva} =$	$V_{effettivo} =$	V_{totale}	
		m ³ /s	ore	$= Q_{max} * t_c$			m ³		m ³ /(s m)	$= q_{drenata} * L$	$= Q_{max} - Q_{drenata}$		$= Q_{effettiva} * t_c$
				m ³						m ³ /s	m ³ /s		m ³
1	Trincea drenante B5	0,33	0,572	675	0,00043	2,60	0,001118	275	0,307	0,021	43	4100	
	Trincea drenante B6+B7	1,66	1,184	7070	0,00043	2,60	0,001118	632	0,707	0,951	4057		
2	Trincea drenante B8+B9+B10	3,21	1,241	14326	0,00035	2,60	0,000897	1055	0,946	2,260	10098	14534	
	Bacino B11	1,48	0,717	3820									
	Bacino B12	0,87	0,398	616 ^(*)									
3	Acque di piattaforma stradale: tratto A (sez. 76-149)	0,85		4915 ^(**)								4915	
4	Canale di scolo B13+B14+B15	6,12	0,797	17544								18694	
	Acque di piattaforma stradale: tratto B (sez. 149-192)	0,69		1150 ^(**)									
5	Canale di scolo B20	1,18	1,190	5062								10635	
	Canale di scolo B21+B23	1,89	0,803	5453									
	Acque di piattaforma stradale: tratto D (S.C. Carpeneto-Orgnano)	0,27		120 ^(**)									
6	Canale di scolo B22	1,50	0,818	4418								7963	
	Acque di piattaforma stradale: tratto E (S.P. n. 89)	1,27		3545 ^(**)									
7	Acque di piattaforma stradale: tratto C (sez. 230-288)	1,05		1170 ^(**)								1170	

Tabella 7: sintesi del calcolo dei volumi delle aree di compensazione ambientale e recupero idrico.

^(*) Il volume è stato moltiplicato per 0,5.

^(**) Il volume deriva dal calcolo delle portate, dei volumi di prima pioggia e dei volumi relativi ai fossi di guardia, per la cui determinazione si rimanda all'Allegato 3.

Tratto	Portata massima	Volume	Volume di prima pioggia	Prevalenza geodetica
	l/s	m ³	m ³	m
Tratto A (sez. 76-149)	850	4915	397	5,30
Tratto B (sez. 149-192)	692	1148	183	5,80
Tratto C (sez. 230-288)	265	1166	202	8,10
Tratto D (S.C. Carpeneto-Orgnano)	265	117	---	7,20

Tabella 8: sintesi delle caratteristiche delle stazioni di pompaggio, valutate per un tempo di ritorno di 25 anni.

Lo scarico nel torrente Cormor del fosso di guardia del rilevato stradale è di complessivi 2,85 m³/s, di cui 188 l/s provenienti dalla condotta di scarico del disoleatore.

Le portate del fosso anticipano di molto il colmo della piena del torrente. Pertanto il corso d'acqua è pienamente in grado di ricevere i nuovi deflussi.

3.1.1 Aree di compensazione ambientale e recupero idrico

Nella fase di esercizio della nuova arteria possono verificarsi due tipologie di potenziali criticità per l'ambiente idrico: la prima è legata all'attraversamento e alla prossimità del nuovo tratto viario con la rete idrica superficiale (con particolare riferimento al torrente Cormor e ai canali irrigui); la seconda è legata alla presenza di un alto grado di vulnerabilità della falda (che potrebbe essere inquinata dagli elementi provenienti dal dilavamento della piattaforma stradale, quali idrocarburi, metalli pesanti, solidi sedimentabili, nonché da possibili sversamenti accidentali).

L'arteria deve pertanto essere dotata, nei tratti posti in corrispondenza delle aree sensibili, di adeguati sistemi di raccolta e trattamento delle acque di scarico. Tali sistemi sono descritti dettagliatamente nel Paragrafo 4.5. Si ricordano però di seguito alcuni elementi significativi.

Per quanto riguarda i problemi relativi all'attraversamento del torrente Cormor da parte del tracciato di progetto è previsto il trattamento delle acque di piattaforma stradale.

Nel caso dei canali irrigui sarà opportuno intervenire con barriere stradali laterali e scolorari di lunghezza adeguate (con lunghezza eccedente la sezione stradale) per impedire sversamenti diretti di inquinanti in caso di eventuali incidenti.

In relazione alla vulnerabilità della falda, si prevede l'adozione, ai fini del controllo degli inquinanti da runoff e spinoff, di un sistema di raccolta, convogliamento e depurazione dei liquidi provenienti dalla piattaforma stradale per tutti i tratti in trincea.

Il sistema prevede l'impermeabilizzazione dei fossi laterali (incluso il sottopasso di Carpeneto e le relative rampe) e il convogliamento dei liquidi, tramite tubazioni e pompe di sollevamento, ad un impianto di depurazione provvisto di disoleatore con filtri a coalescenza per il trattamento delle acque di prima pioggia (primi 5 mm della precipitazione caduti sulla superficie scolante).

Il recapito finale è costituito da una serie di bacini di dispersione, posti lungo il tracciato nel tratto compreso tra Basagliapenta ed il terrazzo fluviale del Cormor, che ospitano altresì una quota delle acque di ruscellamento superficiale convogliate dalla trincea drenante.

Si tratta di n. 7 bacini, per una superficie complessiva di circa 12 ha, in grado di raccogliere un quantitativo d'acqua di oltre 62.000 m³. I principali dati tecnici sono riassunti nella Tabella 9.

Tali bacini sono costituiti da invasi modellati in forme arrotondate irregolari, con sponde aventi andamento naturale (con pendenze comprese tra 1/5 e 1/8) e fondo piatto.

Gli invasi verranno successivamente piantumati lungo i bordi perimetrali, mentre le superfici d'invaso saranno inerbite.

Uno schema dell'area di compensazione tipo è riportato nella Figura 1.

n. bacino	Estensione invaso	Capacità d'invaso	Lunghezza media	Larghezza media	Quota fondo dal p.c.	Altezza pelo libero dal fondo
	m ²	m ³	m	m	m	m
1	7.234	4.100	100	70	- 2,30	1,30
2	31.900	14.534	340 (*)	190 (*)	- 3,50	0,90
3	8.500	4.915	115	75	- 2,20	1,20
4	39.356	18.694	655	60	- 2,50	1,00
5	19.668	10.635	120 (*)	280 (*)	- 2,30	1,00
6	11.785	7.963	250	50	- 2,30	1,30
7	3.613	1.170	90	40	- 2.40	1,30
Totale	122.056	62.011				

Tabella 9: sintesi delle dimensioni assegnate ai bacini di compensazione.

(*) Bacino con forma triangolare, pertanto lunghezza e larghezza corrispondono a base ed altezza, con la conseguente diversa modalità di calcolo dell'area.

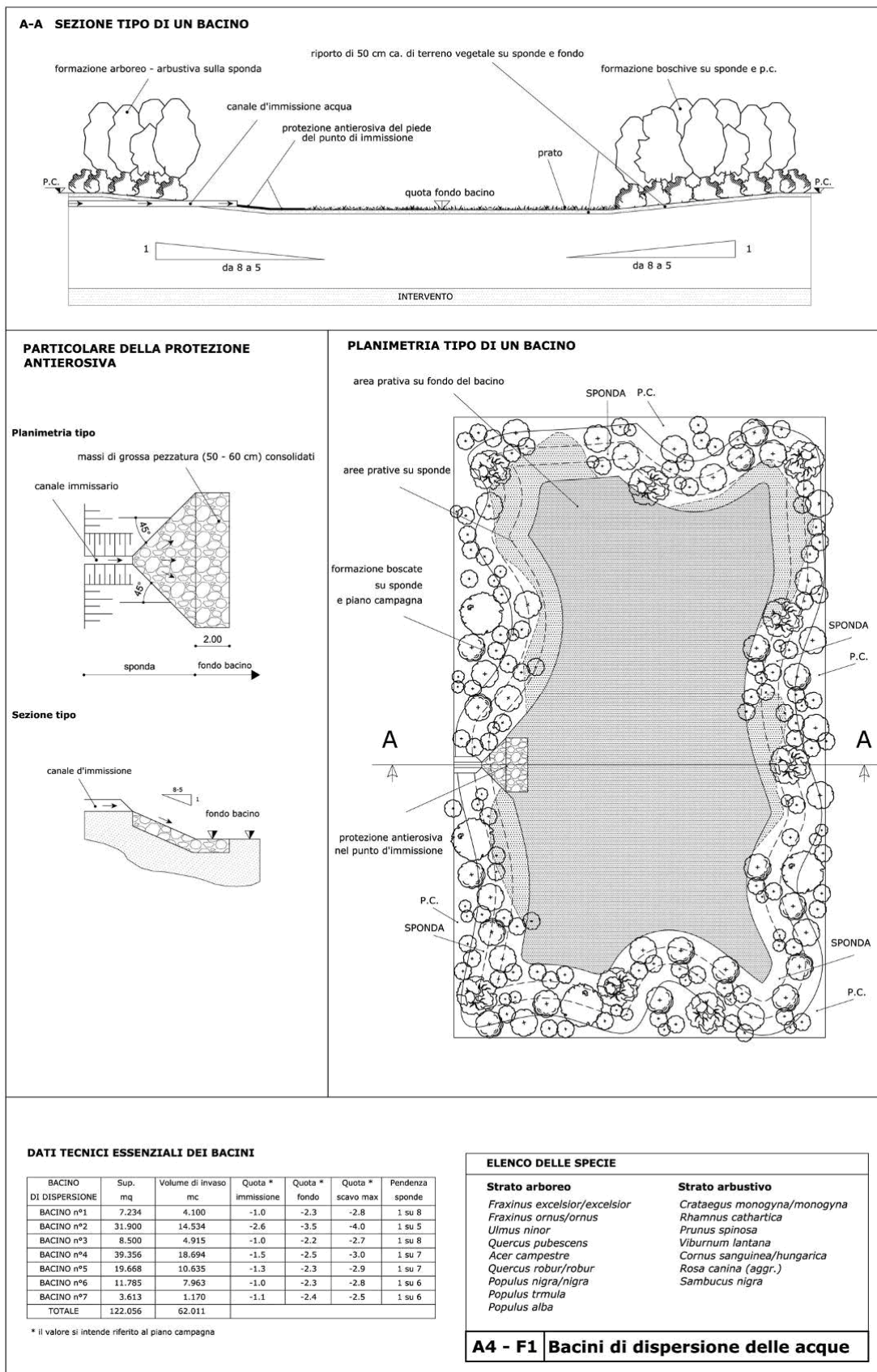


Figura 1: area di compensazione ambientale e recupero idrico: sezione e planimetria tipo del bacino, particolari delle protezioni antierosive e delle piantumazioni previste.

3.2 CANALI IRRIGUI

Il tracciato stradale interseca tre canali irrigui del Consorzio Ledra–Tagliamento: San Vito (portata massima 4,0 m³/s), Martignacco (portata massima 2,0 m³/s) e Passons (portata massima 0,5 m³/s). Un quarto canale, il Carpeneto (portata massima 0,2 m³/s), riservato ai soli usi domestici, è posto in condotta in pressione.

Non essendo collegati a collettori di reti fognarie e trovandosi a quote mediamente più alte di quelle dei terreni circostanti, le portate massime da loro convogliate non dovrebbero subire incrementi significativi.

Verranno superati con tombini scatolari, per il Martignacco delle dimensioni di 2,00 m per 1,50 m, per il Passons e per il San Vito delle dimensioni 2,50 m per 1,50 m, ad eccezione dell'attraversamento finale a minore pendenza delle dimensioni 3,00 m per 1,50 m.

Il tracciato del Martignacco rimarrà inalterato. Solo in corrispondenza della rotatoria di collegamento con la S.P. 95 di Madrisio, il salto di fondo verrà riposizionato a monte dell'intersezione

Del San Vito si rende necessario modificarne almetricamente il profilo. Ne consegue il rifacimento del canale in calcestruzzo, laddove possibile in sezione trapezia. Il Passons, intersecato dal rilevato stradale, sarà invece variato planimetricamente, mantenendone la sezione trapezia, rivestita in calcestruzzo.

La tubazione del Carpeneto sarà sostituita da una condotta in vetroresina del DN 300 mm per il tratto compreso tra gli abitati di Campoformido e Carpeneto.

Si realizzeranno un bottino di presa in corrispondenza dell'intercettazione del canale ed uno di restituzione. Il canale sarà così ricondotto in pressione, non dovendo alimentare nel tratto intubato utenze irrigue. Gli attraversamenti su viadotto saranno in acciaio resinato precoibentato con schiuma rigida di poliuretano, protetta esternamente da tubo in polietilene.

I tabulati di calcolo sono riportati nell'Allegato n. 2.

3.3 IL TORRENTE CORMOR

Il torrente Cormor nasce all'interno dell'anfiteatro morenico nei pressi di Urbignacco. Il torrente Urana-Soima che gli affluisce a tergo della prima cerchia morenica, viene da molti considerato quale ramo principale. Dopo aver attraversato le due successive cerchie più esterne, esso sbocca nel piano presso Leonacco dopo un percorso di circa 13 km e, attraversata tutta l'alta pianura toccando o sfiorando diversi centri abitati come Tavagnacco, Colugna, Udine, Basaldella, Zugliano e Pozzuolo, raggiunge la zona delle risorgive fra San Andrat e Castions di Strada, dove un tempo le acque si perdevano, ma dove successivamente sono state raccolte e convogliate in corsi d'acqua, per una lunghezza totale di circa 46 km.

Il bacino idrografico nella parte settentrionale comprende un ampio settore dell'anfiteatro morenico tilaventino (zone di Treppo Grande, Collalto, Bueris, Pagnacco, Moruzzo, Tricesimo, ecc.). Il Cormor scorre quindi a settentrione fra dolci colline poco elevate, e nella parte meridionale attraversa l'alta pianura friulana. A causa della morfologia del territorio considerato, la linea di spartiacque in molti tratti è di difficile definizione; la superficie del bacino imbrifero sotteso dall'attraversamento può comunque valutarsi in circa 152 km². Nel suo corso in pianura, a valle di Udine, il torrente assume un andamento meandriforme più o meno pronunciato.

Nelle planimetrie M.02.01.0.3 e M.02.01.0.4 si può notare lo sviluppo delle diverse anse, in particolare fra Zugliano e Pozzuolo. Questo tipo di alveo è ascrivibile al tipo E secondo la classificazione fatta da L. Trevisan, le cui trasformazioni si possono così riassumere:

- in fase di crescita della corrente si ha erosione crescente sia in senso laterale che verticale, specialmente o esclusivamente nella parte concava dei meandri. Se il torrente straripa sulla pianura si depositano alluvioni;

- in fase di decrescita della corrente si ha un deposito progressivo dei materiali, cominciando dai più grossolani, specialmente nelle parti convesse delle sponde;
- in condizioni naturali questo tipo di alveo si trova in situazione pressoché stazionaria per le azioni autolimitanti che entrano in gioco, mentre si ha un lento e progressivo alluvionamento della pianura e una conservazione del dislivello fra pianura e letto del corso d'acqua.

Da sopralluoghi effettuati nel tratto di alveo ordinario del torrente compreso fra Zugliano e Pozzuolo, si è constatato che il greto è costituito da alluvioni del tutto sciolte a granulometria prevalentemente ghiaiosa con ciottoli minuti (fino a 10-12 cm) commista a una limitata frazione sabbiosa. Nelle parti di alveo di esondazione si osservano anche diffuse plaghe sabbioso-limose.

Il torrente Cormor ha un regime tipicamente torrentizio, con improvvisi ingrossamenti, forti piene, lunghi periodi di secca, morbide anche prolungate, ecc., variamente ed irregolarmente alternantisi; pertanto ad esso male si applicano i tipici modelli di comportamento idraulico riguardo ai fenomeni di erosione, trasporto e deposito. All'altezza di Zugliano il greto è normalmente asciutto o presenta una piccola quantità di acqua. A valle del guado, man mano che ci si avvicina alla zona dell'attraversamento (distante circa 600 m), l'alveo del Cormor prima è asciutto, poi si notano trapelazioni d'acqua, quindi l'acqua è costantemente presente a partire dal punto di immissione della Roggia di Udine (tributario di sinistra).

Le sponde sono rivestite da una fitta vegetazione con qualche pianta arborea, e questo tipo di vegetazione occupa anche tutto l'alveo di esondazione.

3.3.1 Cenni sulle più disastrose piene del Cormor

Esiste al riguardo uno studio specifico del Collini del 1899, in cui non solo vengono riportate le piene che hanno interessato questo torrente, ma vengono ricercate anche le cause che le produssero. Sono note notevoli piene da tempi immemorabili. In tempi più recenti una grande piena si ebbe nel 1719 quando furono rotti gli argini a Pozzuolo. Altre spaventose piene si verificarono nel 1733, 1734 e nel 1737, ma quella memorabile e più tristemente nota è l'alluvione del settembre 1920, della quale è opportuno riportare alcune considerazioni.

In occasione di precipitazioni del tutto eccezionali, il torrente Cormor si trasformò in una fiumana torbida, superando non solo il letto ordinario ma anche quello ritenuto, fino ad allora, di massima piena. Numerosi furono gli abitati e le campagne allagate, anche vari ponti furono travolti dalle acque, fra i quali quello in muratura della carrozzabile Udine-Martignacco, e quello pure solido della S.S. Udine-Codroipo.

Nella zona che più direttamente riguarda il presente intervento, ovvero quella immediatamente a monte dell'attraversamento in progetto, l'acqua raggiunse l'altezza di 2,2 m in prossimità delle prime case di Basaldella. Il ponte di Basaldella resistette all'impeto delle acque, nonostante i tronchi e le ramaglie che vi si impigliarono e che costrinsero la corrente a deviare e ad aprirsi un passaggio sui due lati attraverso la strada. Le acque giunsero in questo punto fino ad un'altezza di 5-7 m dal fondo del greto. Zugliano fu pure allagato e l'acqua raggiunse un'altezza di 1,5 m sopra il piano della chiesa, trascinando ghiaia e ciottoli. A Sud di Zugliano (dove è previsto il manufatto di attraversamento del torrente), risulta che le acque inondarono un'ampia estensione di pianura, fra il terrazzo che sorge sulla destra del Cormor e una linea che corre parallela alla strada che da Zugliano porta alla località La Statua, posta poco ad Ovest di Terenzano, in corrispondenza di un dolce sollevamento del suolo che si estende in continuazione del terrazzo di sinistra. Più recentemente, gli eventi meteorici avvenuti nel settembre 1998 hanno causato rilevanti inconvenienti, anche nel tratto del Cormor compreso nei comuni di Campoformido e Pozzuolo, caratterizzati da precipitazioni in 24 ore di 211 mm e 286 mm.

Le precipitazioni orarie registrate alle stazioni di Udine per la pianura e Ciseriis per la parte montana furono le seguenti:

Stazione	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
Udine	63,0	133,8	159,4	200,8	253,0
Ciseriis	79,0	106,6	140,2	161,0	184,4

Tabella 10: altezze delle precipitazioni in mm per diverse durate dell'evento meteorico nelle stazioni di Udine e Ciseriis.

Mentre per Udine le precipitazioni rilevate costituiscono i massimi valori registrati, per Ciseriis rappresentano invece un evento più frequente. Infatti, date le curve di possibilità pluviometrica di Udine di cui alla Tabella 1, le altezze di precipitazione corrispondenti a 12 e 24 ore risultano di 191,9 mm e di 240,1 mm, per $T_R = 100$ anni, e di 210,7 mm e 264,9 mm per $T_R = 200$ anni: all'evento del 1998 può dunque corrispondere un tempo di ritorno di circa 150 anni. Analogamente, date le curve di possibilità pluviometrica di Ciseriis per tempi di ritorno di 10 e 25 anni pari a $h = 68,88 \cdot \tau^{0,3137}$ e $h = 82,57 \cdot \tau^{0,3116}$, i valori di pioggia corrispondenti a 12 e 24 ore risultano di 150,2 mm e di 186,7 mm, per $T_R = 10$ anni, e di 179,1 mm e 222,3 mm per $T_R = 25$ anni: all'evento del 1998 può dunque corrispondere un tempo di ritorno di 20 anni.

In corrispondenza del ponte da poco costruito si osservarono livelli idrometrici pari alla quota di intradosso dell'impalcato. Dal calcolo del profilo, assunto un coefficiente di scabrezza K_S di $35 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$, il colmo di piena poté assumersi pari a $225 \text{ m}^3/\text{s}$.

La massima piena venne allora stimata in $220 \text{ m}^3/\text{s}$.

E' comunque da sottolineare come, anche durante le massime piene a memoria d'uomo, l'acqua non abbia raggiunto la base dei terrazzi (distanti 2 km nella zona dell'attraversamento) limitandosi ad una larghezza massima di 1,6 km.

La planimetria M.02.01.0.3 riporta le zone alluvionate dalla piena eccezionale del settembre del 1920, così come riportate dalla Carta delle Pericolosità Naturali, realizzata dall'allora Assessorato dell'Agricoltura, delle Foreste e dell'Economia Montana, Direzione Regionale delle Foreste.

La planimetria M.02.01.0.4 riporta, invece, le zone soggette ad allagamento conseguente alla piena del 1998 come rilevato dallo studio eseguito dall'ing. Foramitti.

3.3.2 Portate di massima piena

Secondo quanto riportato nel Progetto di Piano Stralcio per la difesa idraulica del torrente Cormor dell'Autorità di Bacino Regionale del Friuli Venezia Giulia, per un tempo di ritorno bicentenario, la massima piena del corso d'acqua a Basaldella è di $288 \text{ m}^3/\text{s}$. La portata del canale fognario della città di Udine è di massimi $20 \text{ m}^3/\text{s}$, con tempi di corrivazione più brevi in confronto a quelli del torrente Cormor.

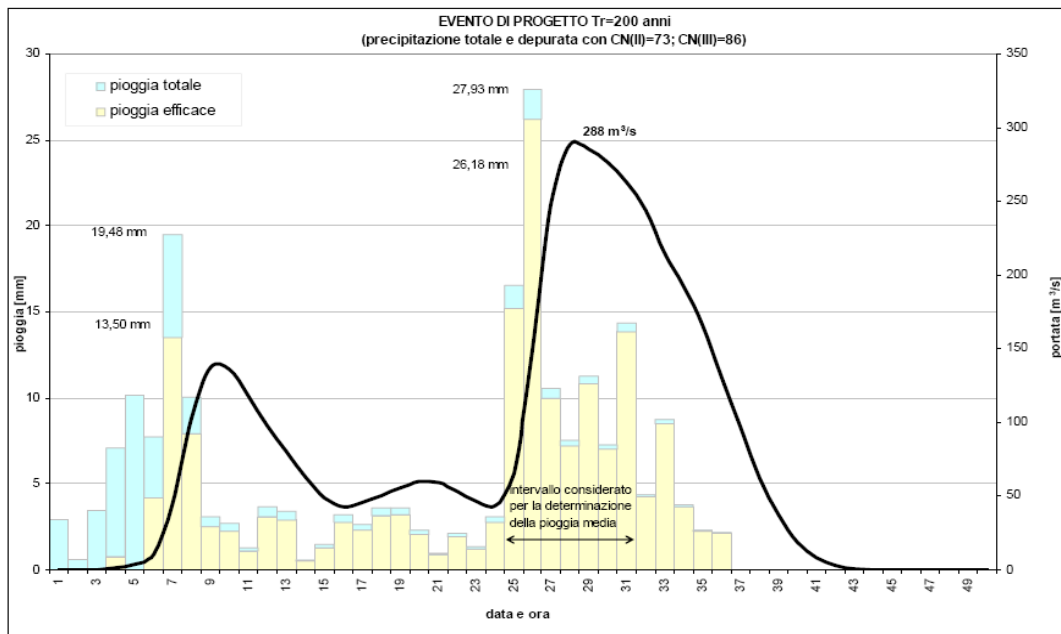


Figura 2: portata di progetto per un tempo di ritorno di 200 anni.

3.3.3 Ipotesi di base per la definizione del modello idraulico

Per la definizione della propagazione dell'onda di piena con modello bidimensionale si faccia riferimento alla relazione allegata, elaborato M.02.01.0.1 "Bacino imbrifero torrente Cormor – Modellazione bidimensionale del torrente Cormor tra Basaldella e Terenzano"..

3.3.4 Erosione localizzata in corrispondenza delle pile e delle spalle del ponte

L'erosione localizzata alla base delle pile o delle spalle è una delle cause più frequenti di crollo o danneggiamento dei manufatti di attraversamento fluviale.

All'origine dell'erosione localizzata in corrispondenza delle pile vi è la formazione di vortici alla loro base, comunemente detti "vortici a ferro di cavallo". Essi sono causati dall'arresto della corrente idrica sulla superficie di monte della pila, che, a causa del gradiente delle pressioni di ristagno che si instaura lungo la verticale, provoca un flusso verso la base della pila stessa, dove si sviluppano vortici tali da provocare la rimozione del materiale d'alveo. Al crescere della profondità dello scavo, l'energia del vortice tende a diminuire, sicché l'escavazione tende a raggiungere una profondità d'equilibrio. Oltre al vortice a ferro di cavallo, a valle della pila se ne formano altri ad asse verticale che pure contribuiscono alla rimozione del materiale d'alveo; tuttavia, l'intensità di questi ultimi vortici diminuisce rapidamente al crescere della distanza dalla pila, sicché spesso, immediatamente a valle del ponte, si ha la deposizione del materiale asportato.

I principali fattori che influenzano il processo d'erosione alla base delle pile sono la velocità e la profondità della corrente, la larghezza della pila e la sua forma, la lunghezza della pila e l'angolo d'attacco della corrente, la natura del materiale d'alveo e l'eventuale presenza di detriti trasportati dalla corrente. Questi ultimi possono, in particolare, creare effetti indesiderati, ampliando la zona d'influenza dei vortici precedentemente descritti e contribuendo così ad amplificare lo scavo e ad aumentare la superficie d'alveo esposta allo scavo stesso.

Assunta come riferimento una pila di forma generica, la profondità dello scavo d_s può essere descritta come funzione delle seguenti variabili:

$$\frac{d_s}{s} = f\left(\frac{v_0}{v_c}; \frac{y_0}{s}; \text{forma}; \alpha\right)^I, \quad (4)$$

essendo:

- d_s la profondità di scavo misurata a partire dal fondo dell'alveo indisturbato;
- s la larghezza della pila di lunghezza l ;
- α l'angolo che la corrente indisturbata forma con la pila;
- v_0 la velocità media della corrente indisturbata;
- v_c velocità critica di trascinamento, intesa come velocità media della corrente alla quale inizia il movimento del materiale del fondo d'assegnato diametro d ;
- d la dimensione del materiale del fondo; per i miscugli si adotta normalmente $d = d_{50}$;
- y_0 la profondità della corrente indisturbata.

La velocità critica v_c si può ottenere dalla:

$$v_c = 0,85 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot d \cdot \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma}}, \quad (5)$$

dove si è indicato con γ_s il peso specifico del materiale di fondo e con γ quello dell'acqua.

Per le applicazioni tecniche viene di solito utilizzata la seguente formula sperimentale (in cui le variabili hanno il significato sopra descritto):

$$\frac{d_s}{s} = f_1\left(\frac{v_0}{v_c}\right) \cdot \left[2 \cdot \tanh\left(\frac{y_0}{s}\right)\right] \cdot f_2(\text{forma}) \cdot f_3\left(\alpha, \frac{l}{s}\right), \quad (6)$$

nella quale:

$$f_1\left(\frac{v_0}{v_c}\right) = \begin{cases} 0 & \text{per } \left(\frac{v_0}{v_c}\right) \leq 0,5 \\ 2 \cdot \frac{v_0}{v_c} - 1 & \text{per } 0,5 < \left(\frac{v_0}{v_c}\right) \leq 1,0 \\ 1 & \text{per } \left(\frac{v_0}{v_c}\right) > 1,0 \end{cases} \quad (7)$$

$$f_2(\text{forma}) = \begin{cases} 1,00 & \text{per pile circolari o con fronti arrotondate} \\ 0,75 & \text{per pile sagomate in modo da accompagnare la corrente} \\ 1,30 & \text{per pile rettangolari} \end{cases}$$

$f_3\left(\alpha, \frac{l}{s}\right)$ è ricavabile dalla Figura 3.

¹ Da Deppo, Datei, Salandin (2002, Quarta edizione), *Sistemazione dei corsi d'acqua*, Libreria Internazionale Cortina Padova.

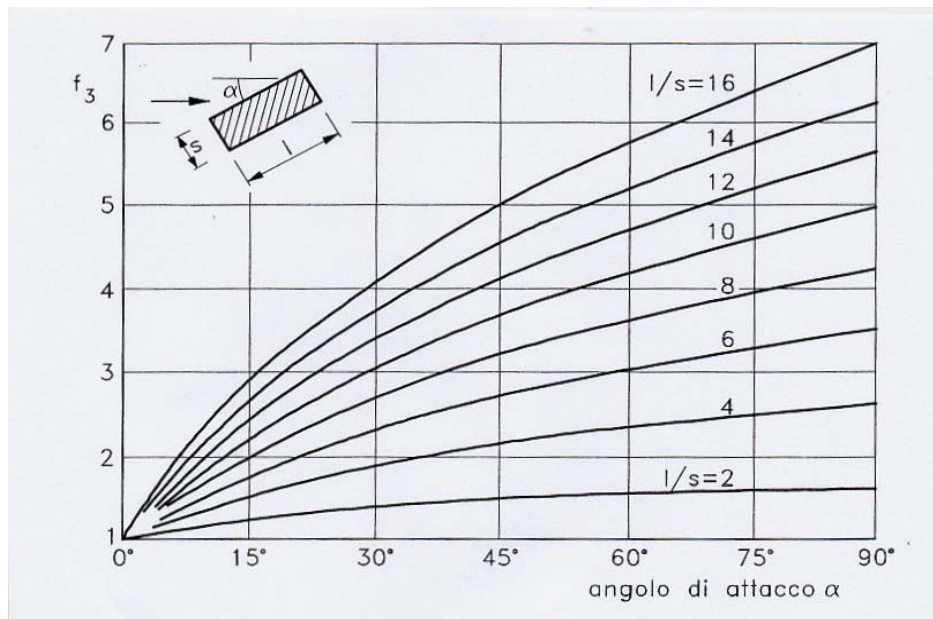


Figura 3: andamento della funzione f_3 al variare di α e l/s .

La granulometria delle alluvioni è sufficientemente varia: non sono da computare effetti conseguenti al corazzamento dello strato superficiale. Durante l'evento di massima piena, la profondità di erosione a monte delle pile può stimarsi in 100 cm, quota alla quale è posto il cielo dei plinti di fondazione.

Vi è da aggiungere, come anche riscontrabile dalla documentazione fotografica, che le sponde del torrente sono protette da massi di grossa pezzatura, non asportabili dalla piena bicentenaria.

Nella Tabella 11 vengono riportati i parametri adottati per il calcolo della profondità di scavo in corrispondenza delle pile maggiormente sollecitate dei due ponti tramite l'utilizzo delle equazioni (5), (6) e (7) precedentemente esposte.

Con riferimento ai risultati riportati in Tabella 11, si osserva che cautelativamente, in previsione di possibili rotture o divagazioni d'alveo, la profondità dell'estradosso della fondazione dei plinti viene posta a 210 cm, quasi alla stessa quota del fondo alveo, per il ponte sul torrente Cormor, e a 185 cm nel caso del ponte in golena destra.

La profondità d_s dello scavo alla testa delle spalle dei ponti è funzione della corrente indisturbata; del materiale e della geometria. Lo scavo che può prodursi procede variamente al variare del rapporto $\frac{v_0}{v_c}$. I rilievi sperimentali mostrano, infatti, che la massima profondità dello scavo, in

corrispondenza di un ostacolo radicato nella sponda e proteso in alveo, si ha per una particolare condizione idrodinamica della corrente indisturbata incidente l'ostacolo: quella di incipiente movimento del materiale costituente il fondo dell'alveo, rappresentata cioè da $\frac{v_0}{v_c} = 1$.

Tuttavia, non essendovi elementi strutturali sporgenti, i fenomeni di escavazione sulle spalle possono trascurarsi.

Parametro	Ponte n. 1	Ponte n. 2	Ponte n. 3
$\frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma}$	1,6	1,6	1,6
d (cm)	1,35	1,35	1,35
v_c (m/s)	0,562	0,562	0,562
v_0 (m/s)	1,866	0,964	1,150
$f_1\left(\frac{v_0}{v_c} > 1,0\right)$	1,0	1,0	1,0
f_2 (forma)	1,0	1,3	1,3
α (°)	0	0	0
l (m)	14,8	5,3	5,3
s (m)	1,7	1,4	1,4
$f_3\left(\alpha, \frac{l}{s}\right)$	1,0	1,0	1,0
y_0 (m)	0,630	0,716	0,715
d_s (m)	1,21	1,71	1,71
<i>profondità dell'estradosso della fondazione dei plinti (cm)</i>	210	196	204

Tabella 11: parametri di calcolo per il calcolo della profondità di scavo in corrispondenza dei tre differenti ponti.

4 SISTEMI DI RACCOLTA, ALLONTANAMENTO E TRATTAMENTO DELLE ACQUE METEORICHE

4.1 DESCRIZIONE

Per i tratti in rilevato, il sistema di raccolta, di tipo aperto, è costituito da una cordonata prefabbricata in calcestruzzo, da embrici prefabbricati posizionati ad interasse di 25 m e da fossi di guardia trapezoidali in terra delle dimensioni riportate nei relativi elaborati grafici.

Per i tratti in trincea si è adottato un sistema di raccolta di tipo chiuso, costituito da cordonate ed embrici prefabbricati (similmente a quanto previsto in rilevato), da fossi di guardia, impermeabilizzati mediante un materassino bentonitico, che convogliano le acque provenienti dalla scarpata e dalla piattaforma stradale ad un impianto di trattamento e disoleazione (ove previsto), e da una stazione di sollevamento (ove necessaria) che permette il loro recapito in superficie alle cosiddette aree di compensazione ambientale e recupero idrico. In particolare, per quanto riguarda la trincea della variante alla S.P. n. 89, nei tratti in curva in cui non è prevista l'installazione di barriere di sicurezza al fine di garantire la distanza di visibilità, si prevede la posa in opera di un manufatto scatolare di sezione adeguata in sostituzione del fosso di guardia.

Per i tratti in terra armata in corrispondenza agli svincoli con la S.S. n. 13, con la S.P. n. 10 e con la S.R. n. 353, il sistema di smaltimento prevede per l'asse principale e per le piste di svincolo il posizionamento in banchina (su uno o entrambi i cigli a seconda della pendenza trasversale della piattaforma stradale) di una canaletta grigliata prefabbricata in calcestruzzo, del relativo collettore di raccolta che convoglia le acque di piattaforma ad un pozzetto di estremità e da una tubazione in calcestruzzo con sbocco sul fosso di guardia.

Per il tratto in trincea in terra verde rinforzata in corrispondenza allo svincolo con la S.P. n. 89 e per il tratto in trincea della strada comunale Carpeneto-Orgnano, il sistema di smaltimento prevede l'utilizzo di cunette alla francese, di pozzetti grigliati e di tubazioni in calcestruzzo che convogliano le acque di piattaforma alla stazione di sollevamento.

Per i tratti in corrispondenza di manufatti, il sistema di smaltimento dalla piattaforma stradale è illustrato in dettaglio nelle tavole dei particolari costruttivi ed idraulici: la raccolta e il trattamento delle acque da manufatti sono previsti per le opere d'arte di lunghezza maggiore (viadotto sulla A23) o di attraversamento di corsi d'acqua principali (viadotto sul torrente Cormor).

Il calcolo delle portate convogliate e le verifiche idrauliche nella condizione maggiormente sfavorevole per i collettori dei tratti in terra armata e per le tubazioni dei viadotti sono riportati nell'Allegato n. 4, mentre per le canalette grigliate dei tratti in terra armata sono riportate nell'Allegato n. 5.

4.2 VERIFICA DEI FOSSI DI GUARDIA

Sono stati calcolati i valori di portata che è necessario allontanare attraverso uno o più sollevamenti per i tratti in trincea.

Per il calcolo del tempo di corrivazione delle cunette e dei fossi di guardia si utilizza la relazione proposta dal Civil Department dell'Università del Maryland:

$$\tau = \left[\frac{26,3 \cdot \left(\frac{L}{K_s} \right)^{0,6}}{3600^{(1-n)0,4} \cdot a^{0,4} \cdot i^{0,3}} \right]^{\frac{1}{0,6+0,4n}}, \quad (8)$$

dove:

- τ è il tempo di corrivazione in secondi;
- L la lunghezza in metri della cunetta scolante;
- K_s il coefficiente di scabrezza di Gauckler – Strickler, pari a 60 m^{1/3}/s per i fossi in terra e a 75 m^{1/3}/s per le cunette in calcestruzzo;
- i la pendenza media della superficie scolante (m/m);
- a ed n i parametri della curva di possibilità pluviometrica.

La portata, in m³/s, si può quindi calcolare con la formula razionale:

$$Q = \frac{10^6 \cdot \phi \cdot S \cdot h}{3600 \cdot \tau}, \quad (9)$$

dove:

- S è la superficie scolante in km²;
- h l'altezza di pioggia in metri;
- τ è il tempo di corrivazione in ore;
- ϕ il coefficiente di deflusso, assunto pari a 0,9 per le pavimentazioni asfaltate e a 0,3 per le sponde della trincea.

Per la forma dell'onda di piena, congruamente all'utilizzazione del metodo cinematico, si è considerato un triangolo isoscele con vertice, per la massima piena, in corrispondenza del tempo di corrivazione. Conseguentemente, non si sono sommati i colmi delle due onde di piena, ma sovrapposte, di volta in volta considerando la condizione più gravosa.

La verifica dei fossi di guardia è stata effettuata con la formula a moto uniforme di Gauckler – Strickler: per i tabulati di calcolo si veda l'Allegato n. 3.

Si riassumono nella Tabella 12 i risultati desumibili dall'Allegato n. 3.

Tratta		τ s	Q m ³ /s	V m ³	Q _{max} m ³ /s	V _{tot} m ³
sezioni 76-149	parte ovest	5323	0,849	4521	0,849	4915
	parte est	668	0,591	395		
sezioni 149-192	parte ovest	1438	0,692	995	0,692	1148
	parte est	495	0,309	153		
sezioni 230-288	parte ovest	1144	0,602	689	1,045	1166
	parte est	720	0,663	478		
S.C. Carpeneto - Orgnano	parte nord	235	0,153	36	0,265	117
	parte sud	411	0,197	81		
S.P. n. 89		2810	1,261	3543	1,261	3543

Tabella 12: riepilogo delle portate e dei volumi assegnati ai fossi di guardia relativi a ciascuna tratta.

Per quanto riguarda il fosso compreso tra le sezioni 363 e 393 a nord della tangenziale e quello compreso tra le sezioni 375 e 392 a sud, entrambi di raccolta delle sole acque provenienti dalle scarpate del rilevato stradale, non potendo trovare sbocco nel canale Fognatura di Udine, sono stati supposti del tipo “trincea drenante”.

Per gli attraversamenti fognari delle strade che collegano i fossi di guardia con gli impianti di sollevamenti, sono state previste tubazioni in calcestruzzo aventi diametro interno non inferiore al Ø 800 mm che, per una pendenza imposta dello 0,005, un grado di riempimento pari a 0,8 e un

coefficiente di Gauckler – Strickler pari a $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, sono in grado di collettare una portata superiore a 830 l/s .

Le condotte a servizio dei due rami della trincea che sottopassa la S.P. n. 89 sono così previste:

- ad ovest, tubazione in calcestruzzo con $\varnothing 700 \text{ mm}$ e pendenza di $0,0025$, che per un grado di riempimento pari a $0,8$ e un coefficiente di Gauckler – Strickler pari a $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ è in grado di far transitare una portata di 412 l/s ;
- ad est, tubazione in calcestruzzo con $\varnothing 600 \text{ mm}$ e pendenza di $0,006$, che per un grado di riempimento pari a $0,8$ e un coefficiente di Gauckler – Strickler pari a $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ è in grado di far transitare una portata di 423 l/s .

4.3 VERIFICA CONDOTTA E SIFONI DI ATTRAVERSAMENTO

Si prevede la realizzazione di n. 1 sifone di dimensione $1,20 \times 0,80 \text{ m}$ per l'attraversamento del canale fognario di Udine, in corrispondenza della sezione 368 ed un attraversamento della S.S.353 (sezione 361-362) con tombotto scatolare $1,60 \times 1,00 \text{ m}$ e la realizzazione di una condotta in c.a. $\Phi=800-1000 \text{ mm}$ per l'attraversamento della nuova Tangenziale (sezione 377).

La verifica viene effettuata considerando le portate calcolate come al Paragrafo 3.1, utilizzando, per semplicità, la formula del moto uniforme.

La portata di piena del bacino B27, per cui deve essere verificata la condotta in c.a., è di $0,24 \text{ mc/s}$. Assumendo un coefficiente di riempimento $y/D=95 \%$, il calcolo della portata massima transitabile lungo la suddetta condotta viene così effettuato:

$$A = \Phi^2 \left\{ \frac{1}{4} \left[\frac{\pi}{2} - \arcsin \left(1 - 2 \frac{y}{D} \right) \right] - 2 \left(1 - 2 \frac{y}{D} \right) \sqrt{\frac{y}{D} \left(1 - \frac{y}{D} \right)} \right\} \quad (10)$$

$$P = \Phi \left(\pi - \arccos \left(2 \frac{y}{D} - 1 \right) \right) \quad (11)$$

$$R_H = \frac{A}{P} \quad (12)$$

$$Q = A \cdot R_H^{2/3} \cdot K_S \cdot \sqrt{i_F} \quad (13)$$

in cui K_S è pari a $40 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ e la pendenza $i_F=0,003 \text{ m/m}$.

Si ottiene $Q_{\text{MAX}}=0,40 \text{ mc/s} > Q_{\text{PIENA}}=0,24 \text{ mc/s}$.

La verifica è, quindi, soddisfatta.

La condotta $\Phi 400$ ($Q=0,11 \text{ mc/s}$) che raccoglie le acque dalla piattaforma stradale si immette nella condotta $\Phi 800$ sopra verificata; la zona dello scarico finale della somma di tali portate avviene mediante una tubazione $\Phi 1000$ che viene verificata secondo il procedimento visto sopra.

Si ottiene quindi:

$A=0,771 \text{ m}^2$, $P=2,69 \text{ m}$, $R_H=0,286$ e, con $K_S=40$ e $i_F=0,003 \text{ m/m}$ la portata massima transitabile è di $0,73 \text{ mc/s}$ che risulta maggiore di $0,24+0,11=0,35 \text{ mc/s}$.

La verifica è soddisfatta.

Analogamente, si procede alla verifica del sifone $1,20 \times 0,80$ per la portata di piena $Q=0,97 \text{ mc/s}$, che prevede l'analisi delle perdite di carico che si realizzano lungo il sifone (perdita localizzate - imbocco, sbocco, curve- e perdite continue) e il bilancio energetico tra monte e valle:

Nella sezione di monte, si presentano le seguenti grandezze idrauliche:

$y_M=0,53 \text{ m}$

$v_M=1,03$ m/s
 $Q_M=0,97$ mc/s
 $z_M=75,23$ m

in cui y_M è la profondità della corrente, v_M è la velocità, Q la portata e z_M la quota di scorrimento; l'altezza piezometrica è data da $y_M+z_M=h_M=75,76$ m e l'energia nella sezione di monte da $E_M=h_M+v^2/2g=75,81$ m.

Nella sezione di valle, invece, si ha:

$y_V=0,53$ m
 $v_V=1,03$ m/s
 $Q_V=0,97$ mc/s
 $z_V=74,29$ m

quindi l'altezza piezometrica è di $y_V+z_V=74,82$ m, mentre l'energia nella sezione di valle è di $74,82+0,05=74,87$ m.

Le perdite localizzate sono così calcolate:

$$\Delta H_{INB} = \alpha \frac{v^2}{2g} \quad \Delta H_{SBO} = \beta \frac{v^2}{2g} \quad \Delta H_{CURVA} = \gamma \frac{v^2}{2g} \quad (14)$$

con $\alpha=0,5$, $\beta=0,8$ e $\gamma=0,3$. Il numero di curve n è pari a 2.

La somma delle perdite localizzate è pari, quindi, a:

$$\Delta H_{INB} + \Delta H_{SBO} + n \cdot \Delta H_{CURVA} = 0,104 \text{ m}$$

Le perdite continue, invece, sono così calcolate:

$$\Delta H_{CONTINUE} = f \cdot L = 0,047 \text{ m}$$

$$f = \frac{Q^2}{A^2 \cdot K_s^2 \cdot R_H^{4/3}} \quad (15)$$

con L pari a circa 20 m.

Le perdite totali, somma di quelle localizzate e di quelle continue, risultano essere di 0,150 m.

$E_M - \Delta H = 75,81 - 0,150 = 75,66 \text{ m} > E_V = 74,87 \text{ m}$.

Il livello idrometrico del fosso di monte risulta contenuto all'interno della sezione di progetto. Il sifone risulta verificato.

Analogamente, si procede alla verifica dell'attraversamento realizzato con tombotto scatolare in c.a. 1,60x1,00 m in corrispondenza dell'intersezione della Tangenziale con la S.S:353.

La portata di massima piena è pari a 1,72 mc/s.

Per un coefficiente di riempimento del 95%, con pendenza $i=0,003$ m/m e $k_s=40 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$, si ottiene:

$$Q_{MAX}=1,91 \text{ mc/s} > Q_{PIENA}=1,72 \text{ mc/s}$$

Quindi l'attraversamento è verificato.

4.4 DIMENSIONAMENTO DELLE STAZIONI DI SOLLEVAMENTO

Per le stazioni più importanti (Basagliapenta – sez.132, Orgnano Ovest – sez.167, Campoformido – sez.257) si sono predisposte tre pompe, cui se ne aggiunge una di riserva, mentre per il sollevamento sulla S.C. Carpeneto – Orgnano (Orgnano est) se ne prevedono due oltre ad una di riserva.

I valori di portata e prevalenza delle singole pompe sono riportati nella Tabella 13.

Stazione	Portata Q (l/s)	Prevalenza H (m)
Orgnano Est	132	7,20
Orgnano Ovest	230	5,80
Basagliapenta	283	5,30
Campoformido	348	8,10

Tabella 13: caratteristiche di portata e prevalenza delle stazioni di pompaggio.

Il flusso d'acqua verso una pompa deve essere uniforme e costante, senza presenza d'aria e di vortici. La mancanza di uniformità di flusso determina uno squilibrio di carico sulla girante, non consentendo un funzionamento ottimale, con conseguente riduzione del rendimento idraulico. Un flusso non costante produce un carico variabile sulla girante determinando rumorosità e vibrazioni, con possibili danneggiamenti meccanici. Un eccesso di vorticosità in aspirazione può provocare una variazione significativa del punto di lavoro, alterando la portata, la potenza ed il rendimento. Può inoltre originare zone a bassa pressione, con formazione di vortici che costantemente si estendono all'interno della pompa. Quest'aria causa inevitabilmente una riduzione della portata e costituisce, per la girante, un carico variabile: si generano così rumorosità e vibrazioni, con dannosi carichi di impatto sulle varie parti del sistema.

Una parete di smorzamento appositamente progettata riduce al minimo l'ingresso d'aria nella pompa dovuto alla caduta del liquido. Il flusso proveniente dal tubo di adduzione colpisce il muro di smorzamento e quindi scende nella camera attraverso le aperture alla base di esso. Le aperture distribuiscono il flusso verso tutte le pompe.

La parete di smorzamento è sufficientemente alta per garantire il totale contenimento del getto. Per evitare la formazione di vortici nella camera della pompa, a monte del pozzo, il tubo di adduzione deve avere un tratto dritto di lunghezza pari a cinque volte il proprio diametro.

Il volume utile richiesto per il pozzo, ovvero il volume tra il livello di avvio e di arresto di una pompa, dipende dalla durata minima possibile del ciclo T (in secondi), dalla portata della pompa Q (m^3/s) e dalla portata del flusso in ingresso q (m^3/s).

Per una qualsiasi portata in ingresso il ciclo più breve si verifica quando $q = Q/2$, cioè la portata in afflusso q risulta esattamente la metà della portata della pompa. Il volume utile V_{req} del pozzo risulta:

$$V_{req} = T_{min} \cdot \frac{Q}{4}, \quad (16)$$

Il tempo minimo di un ciclo (T_{min}) è determinabile in funzione del numero massimo di avviamenti/ora che sono accettabili per il motore ed il suo sistema di raffreddamento, nel caso in esame pari a 15 avviamenti/ora, corrispondenti ad un ciclo di 240 secondi (infatti è

$$T = \frac{3600}{avviamenti / ora}).$$

Per le stazioni di pompaggio, essendo le pompe di portata uguale, si è impiegato il metodo della "sovrapposizione dei volumi utili": le pompe si avviano in sequenza all'aumentare del livello, cioè della portata in ingresso, e si arrestano in sequenza alla diminuzione del livello. Si è ottenuta una significativa riduzione dei volumi utili richiesti utilizzando la rotazione ciclica logica delle pompe: l'ultima pompa ad avviarsi è l'ultima ad arrestarsi.

Tutte le stazioni di pompaggio sono dotate di quadro elettrico e servite anche di un gruppo elettrogeno, entrante in funzione in caso di interruzione dell'alimentazione elettrica, in grado di alimentare almeno due pompe nel caso delle stazioni di Orgnano Ovest, Basagliapenta e Campoformido e una pompa nel caso della stazione di Orgnano est.

Per la descrizione delle pompe centrifughe sommergibili si rimanda alle voci di capitolato ed all'elenco prezzi.

4.5 TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

I disoleatori sono dispositivi che provvedono alla separazione degli oli e dei grassi non emulsionati dagli effluenti raccolti dai fossi di guardia.

La funzione che essi svolgono è quella di trattenerne per flottazione le sostanze leggere, rimuovendole dalle portate avviate alla dispersione finale.

La presenza di oli e grassi negli effluenti è legata ai diversi processi di raccolta che si producono nel percorso delle acque verso il sistema collettore.

I processi si svolgono essenzialmente con due modalità: in modo diffuso o in modo concentrato.

Le acque di dilavamento delle strade, per esempio, trasportano inquinanti costituiti da parti di usura degli pneumatici, perdite d'olio o altri liquidi provenienti dai veicoli o, nel periodo invernale, il sale sparso sulla sede stradale con funzione antigelo.

Sono sorgenti di inquinamento puntuale quelle costituite dai versamenti prodotti da incidenti a veicoli che trasportino fluidi, in particolare idrocarburi.

L'inquinamento del suolo che costituisce il recapito finale può essere evitato o contenuto con l'adozione di vasche disoleatrici, che hanno la funzione di separare dall'acqua gli oli, che si spostano verso la superficie, ed i fanghi, che tendono a cadere sul fondo.

Il volume di acque di prima pioggia da trattare è pari a quello generato dalla pioggia di 5 mm.

Nel determinare le portate di dimensionamento dei disoleatori, trovandosi sul punto più depresso delle trincee, si è considerato il tempo di corrivazione corrispondente al T_R di 5 anni.

Ai corpi d'acqua così determinati si aggiunge cautelativamente lo sversamento accidentale di 40 m³, il cui refluo perviene ai disoleatori in un tempo medio di 5 minuti, per una portata di 133 l/s.

Si riassumono di seguito i risultati desumibili dall'Allegato n. 6.

Trincea S76-S149

Superficie: 95200 m²

Volume: 397 m³

Portata di calcolo 220 l/s di cui 133,3 l/s per scarico accidentale

Trincea S149-S192

Superficie: 36855 m²

Volume: 183 m³

Portata di calcolo 200 l/s di cui 133 l/s per scarico accidentale

Trincea S230-S288

Superficie complessiva: 32494 m²

Volume: 202 m³

Superficie ovest: 17567 m²

Volume: 87 m³

Superficie est: 14929 m²

Volume: 75 m³

Portata di calcolo 260 l/s di cui 133 l/s per scarico accidentale

Trincea S388-S346

Superficie complessiva: 32490 m²

Volume: 183 m³

Portata di calcolo 188 l/s di cui 133 l/s per scarico accidentale

Trincea SP 89

Superficie: 76092 m²

Volume: 344 m³

Portata di calcolo 220 l/s di cui 133 l/s per scarico accidentale

Viadotto Cormor

Superficie: 2650 m²

Volume: 27.82 m³

Volume accidentale: 40 m³

Volume totale \approx 55 m³

Portata di calcolo 180 l/s di cui 133,3 l/s per scarico accidentale

Portata di dimensionamento 180 l/s

Viadotto Golena Cormor

Superficie: 3562 m²

Volume: 16 m³

Volume accidentale: 40 m³

Volume totale \approx 56 m³

Portata di calcolo 149 l/s di cui 133,3 l/s per scarico accidentale

Portata di dimensionamento 160 l/s

Viadotto A23

Superficie: 3068 m²

Volume: 15 m³

Volume accidentale: 40 m³

Volume totale = 55 m³

Portata di calcolo 200 l/s di cui 133,3 l/s per scarico accidentale

4.5.1 Il sistema di trattamento

Il trattamento delle acque di prima pioggia avviene per tutti gli impianti a monte del sollevamento, fatta eccezione per la trincea di Campoformido (Trincea S230-S288) per la quale il trattamento avviene a valle del sollevamento.

Il sistema si suddivide in più fasi di separazione dei solidi e dei liquidi leggeri, nonché di tutte le sostanze inquinanti con densità diversa da 1 kg/dm³.

La prima fase consiste nel raccogliere le acque piovane, che, per trascinarsi, raccolgono sostanze inquinanti presenti sulle strade, e convogliarle in un sistema di captazione con griglie e tubazioni per finire in vasche specifiche di trattamento dei reflui.

Il percorso depurativo passa attraverso una o più vasche di sedimentazione primaria di capacità dimensionata in relazione all'esigenza, per consentire il depositarsi di tutte le sostanze solide pesanti sul fondo e contemporaneamente permettere a quelle leggere di portarsi in superficie.

In questa vasca il tubo di afflusso è dotato di una paratoia tale da impedire le turbolenze e favorire la calma dell'acqua; così pure il tubo di deflusso presenta una particolare grigliatura a cappa per

impedire alle parti più grossolane ed in sospensione, di penetrare nel successivo separatore vero e proprio.

La fase seguente passa attraverso un separatore di idrocarburi e liquidi leggeri, dimensionato allo scopo, contenente un dispositivo automatico di chiusura dello scarico, tramite un galleggiante tarato secondo le densità di utilizzo. A detto dispositivo è accoppiata un valvola di chiusura che entra in funzione quando si raggiunge il massimo accumulo olio consentito (idrocarburi in genere), impedendo la fuoriuscita dello stesso.

Nel separatore è prevista la presenza di un inserto a coalescenza con funzione di trattenere le eventuali emulsioni instabili e le particelle oleose di fango presenti nel liquido trattato.

Si prevede poi la presenza di un pozzetto di controllo per prelevare campioni di liquido da analizzare.

Le acque depurate dall'impianto di trattamento rispettano i limiti qualitativi previsti della normativa italiana vigente (Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152, "Norme in materia ambientale", pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 88 del 14 aprile 2006 – suppl. ord. n. 96), ed in particolare quanto previsto dalla Tabella 3 dell'Allegato 5 alla Parte Terza del D.Lgs. 152/2006 "Valori limiti di emissione in acque superficiali e in fognatura" e dalla Tabella 4 dell'Allegato 5 alla Parte Terza del D.Lgs. 152/2006 "Limiti di emissione per le acque reflue urbane ed industriali che recapitano sul suolo".

La normativa UNI EN 858-1 / 2005 "Impianti di separazione per liquidi leggeri (per esempio benzina e petrolio) - Parte 1: Principi di progettazione, prestazione e prove sul prodotto, marcatura e controllo qualità" stabilisce che per la I classe di trattamento, la dimensione nominale del disoleatore è pari alla portata massima che lo stesso può trattare, in accordo con la relazione seguente:

$$NS = (Q_r + f_x \cdot Q_s) \cdot f_d, \quad (17)$$

in cui:

- NS è la dimensione nominale del separatore;
- Q_r è la portata massima dell'acqua piovana in l/s, nel caso in esame si suppone pari a 200 l/s, eseguendosi il calcolo per gli altri casi in maniera del tutto analoga;
- Q_s è la portata massima delle acque reflue in l/s, nel caso in esame pari a 0;
- f_x è il fattore di impedimento che dipende dalla natura dello scarico, assente nel caso in esame;
- f_d è il fattore di massa volumetrica del liquido leggero in oggetto che risulta essere pari ad 1 nel caso di disoleatori di casse I e per densità dell'olio fino a 0,85 g/cm³.

La (17), pertanto, si riduce nella (18):

$$NS = Q_r, \quad (18)$$

e quindi i disoleatori devono possedere una potenzialità almeno pari alla portata di progetto.

Per quanto riguarda il volume minimo del sedimentatore Vol_{min} , dato in litri, la relazione di riferimento è la seguente:

$$Vol_{min} = \frac{C \cdot NS}{f_d}, \quad (19)$$

in cui C vale 100 se la quantità di fango prevista è ridotta, come nel caso di strade e piazzali, 200 se media e 300 se elevata. Se si considera cautelativamente una quantità di fango media, il volume, per $NS=200$ l/s, risulterà essere pari a:

$$Vol_{min} = \frac{200 \cdot 200}{1} = 40000 \text{ l} = 40 \text{ m}^3,$$

Inoltre, in considerazione dell'ampiezza dei diametri dei tubi in ingresso, come pure nell'ipotesi che precipitazioni particolarmente intense possano provocare turbolenze nel flusso del fluido in ingresso, a monte delle vasche di sedimentazione verrà installata una vasca di equalizzazione, avente capacità nominale di 20.000 l, con lo scopo di calmare l'acqua in arrivo prima che giunga nelle vasche di sedimentazione vere e proprie, garantendo quel flusso regolare, necessario per un'efficace sedimentazione delle stesse (anch'esse peraltro dotate di paratoie antiturbolenza in

entrata). La vasca di equalizzazione è inoltre dotata, in corrispondenza delle 2 uscite che immettono nei sedimentatori, di due schermi grigliati per impedire che qualsiasi corpo estraneo presente nell'acqua in ingresso possa accedere alle vasche successive, pregiudicando il corretto funzionamento dell'impianto in casi di particolare stress.

Il separatore degli idrocarburi è stato predisposto affinché, dopo i primi 15 minuti, tutto il refluo, anche derivante da uno sversamento accidentale successivo (ad esempio nel caso di incidente in cui ci sia perdita di idrocarburi), riceva il trattamento continuo e costante dell'impianto.

Ad ulteriore garanzia di sicurezza, sia la vasca di equalizzazione che quelle di sedimentazione e separazione sono predisposte per l'ancoraggio delle relative piastre di copertura tramite bulloni e sono dotate di guarnizione a tenuta.

In conclusione, da quanto si evince dalla suddetta normativa, il dimensionamento richiede un sedimentatore da 40.000 l.

Riassumendo l'impianto sarà così composto:

- n. 1 vasca di equalizzazione e distribuzione, capacità nominale 20.000 l, con grigliatura parziale delle uscite.
- n. 2 sedimentatori con capacità nominale 20.000 l con paratoia antiturbolenza in entrata, sistema di by-pass schermato per acque in esubero già sedimentate e capacità totale di sedimentazione di 40.000 l;
- n. 2 separatori idrocarburi completi di filtro a coalescenza per eventuali emulsioni instabili presenti nel refluo, per una portata complessiva pari a 200 l/s;
- n. 1 pozzetto di raccolta e controllo, avente capacità nominale di 2500 l, in cui defluiscono, oltre al refluo proveniente dal separatore, anche quello dei by-pass in modo da poter effettuare i controlli di legge con campionatura della totalità delle acque in uscita.

Il recupero dell'olio e liquidi leggeri nel separatore deve essere smaltito tramite il consorzio oli esausti.

Il funzionamento nel tempo è legato ad una buona e corretta gestione dell'impianto; in particolare deve essere eseguita la regolare pulizia del sedimentatore e del separatore oli con regolari smaltimenti.

Allegato n. 1: DATI PLUVIOMETRICI

STAZIONE PLUVIOGRAFICA DI UDINE: PRECIPITAZIONI ORARIE (IN mm)

Anno	1 ora	Anno	3 ore	Anno	6 ore	Anno	12 ore	Anno	24 ore
1927	30,0	1928	36,0	1928	51,0	1928	58,0	1923	46,5
1928	10,8	1932	45,2	1932	53,6	1932	85,4	1924	72,1
1932	29,6	1935	58,8	1935	74,8	1935	77,6	1925	75,9
1935	35,4	1936	48,0	1936	60,0	1936	69,4	1926	84,8
1936	39,2	1937	61,0	1937	71,0	1937	71,6	1927	108,4
1937	47,0	1938	58,6	1938	60,4	1938	60,4	1928	60,0
1938	45,6	1939	57,4	1939	61,4	1939	66,4	1929	62,2
1939	55,6	1940	73,0	1940	77,6	1940	96,6	1930	68,6
1940	59,2	1941	35,0	1941	49,4	1941	58,0	1931	51,4
1941	24,0	1942	130,0	1942	148,0	1942	179,8	1932	102,4
1942	75,0	1947	34,0	1947	48,2	1947	60,6	1935	94,4
1947	29,4	1948	42,8	1948	48,2	1948	53,6	1936	91,8
1948	25,0	1949	44,0	1949	68,0	1949	101,0	1937	106,6
1949	23,0	1950	48,4	1950	49,4	1950	49,4	1938	64,4
1950	27,6	1951	51,0	1951	58,0	1951	88,6	1939	70,8
1951	44,0	1952	45,8	1952	69,4	1952	88,0	1940	162,4
1952	32,4	1953	113,4	1953	160,0	1953	184,0	1941	67,2
1953	63,2	1954	52,8	1954	53,0	1954	53,0	1942	185,0
1954	51,8	1955	42,8	1955	45,4	1955	63,0	1947	66,0
1955	27,0	1956	46,8	1956	56,8	1956	76,4	1948	72,0
1956	39,0	1957	38,2	1957	45,0	1957	46,2	1949	121,6
1957	37,2	1958	62,4	1958	80,6	1958	88,4	1950	54,0
1958	45,4	1959	48,4	1959	54,0	1959	77,0	1951	111,6
1959	32,0	1960	47,8	1960	67,4	1960	115,8	1952	133,8
1960	27,2	1961	57,4	1961	64,0	1961	89,8	1953	193,6
1961	42,0	1962	26,2	1962	45,0	1962	65,4	1954	57,2
1962	19,4	1963	54,4	1963	65,0	1963	65,6	1955	65,8
1963	34,0	1964	39,2	1964	47,4	1964	52,8	1956	96,2
1964	35,8	1965	106,0	1965	120,4	1965	168,8	1957	46,2
1965	39,6	1966	68,2	1966	94,0	1966	121,2	1958	108,2
1966	51,6	1967	49,6	1967	52,4	1967	99,8	1959	129,0
1967	36,4	1968	35,2	1968	64,4	1968	95,2	1960	126,2
1968	30,2	1969	52,0	1969	73,8	1969	80,4	1961	106,0
1969	24,4	1970	33,0	1970	35,2	1970	46,6	1962	72,2
1970	30,8	1971	101,4	1971	137,0	1971	158,2	1963	73,0
1971	47,2	1972	67,8	1972	95,2	1972	109,2	1964	88,4

Anno	1 ora
1972	36,2
1973	25,0
1974	21,2
1975	32,4
1976	29,6
1977	62,6
1977	62,6
1978	26,2
1978	26,2
1979	29,0
1979	29,0
1980	38,6
1981	41,4
1982	23,6
1983	20,2
1984	33,6
1985	47,2
1986	31,8
1987	69,2
1988	38,4
1989	25,2
1990	26,2
1991	27,8
1992	24,4
1993	30,4
1994	42,0
1995	59,0
1996	58,4
1997	47,2
1998	63,0

Anno	3 ore
1973	30,0
1974	27,8
1975	53,2
1976	49,4
1977	85,2
1977	85,2
1978	40,2
1978	40,2
1979	52,2
1979	52,2
1980	64,0
1981	77,0
1982	33,4
1983	36,2
1984	42,8
1985	52,2
1986	50,6
1987	75,6
1988	59,4
1989	47,8
1990	32,8
1991	42,4
1992	37,8
1993	49,2
1994	56,2
1995	99,0
1996	74,6
1997	79,8
1998	133,8

Anno	6 ore
1973	40,2
1974	37,8
1975	57,8
1976	51,2
1977	85,4
1977	85,4
1978	40,4
1978	40,4
1979	78,0
1979	78,0
1980	84,6
1981	100,6
1982	62,2
1983	58,2
1984	47,4
1985	60,0
1986	68,8
1987	85,6
1988	69,4
1989	48,8
1990	40,2
1991	55,8
1992	45,4
1993	60,2
1994	57,4
1995	103,6
1996	74,6
1997	104,4
1998	159,4

Anno	12 ore
1973	62,4
1974	41,0
1975	72,4
1976	71,6
1977	85,4
1977	85,4
1978	49,6
1978	49,6
1979	78,0
1979	78,0
1980	103,6
1981	111,8
1982	94,0
1983	70,4
1984	69,4
1985	68,4
1986	73,0
1987	101,8
1988	70,0
1989	56,2
1990	62,2
1991	58,8
1992	48,4
1993	70,6
1994	57,6
1995	161,4
1996	78,8
1997	111,2
1998	200,8

Anno	24 ore
1965	259,0
1966	150,6
1967	101,0
1968	114,2
1969	91,6
1970	62,6
1971	174,2
1972	120,6
1973	70,0
1974	51,4
1975	98,2
1976	89,0
1977	87,6
1977	87,6
1978	82,2
1978	82,2
1979	111,4
1979	111,4
1980	106,2
1981	112,4
1982	142,8
1983	85,4
1984	98,6
1985	73,8
1986	94,3
1987	103,4
1988	79,2
1989	74,6
1990	80,8
1991	64,4
1992	66,2
1993	116,4
1994	65,8
1995	171,4
1996	89,8
1997	119,0
1998	253,0

ELABORAZIONE SECONDO FULLER-COUTAGNE

durate	n. campioni	media	s.q.m.	q1	beta		valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'									
30'									
45'									
1 h	66	37,49	13,69	23,808	1,3245		55,34	3,5758	0,612
3 h	65	56,5	23,27	33,2272	1,6135		86,84	5,5231	0,3554
6 h	65	69,01	27,9	41,1059	1,5641		105,4	1,8308	0,872
12 h	65	84,05	35,16	48,8841	1,6574		129,9	5,2769	0,383
24 h	73	99,15	41,89	57,2681	1,6852		153,78	4,4795	0,4826
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a \cdot tc^n$

a= 58,02
n= 0,3196

tc h(tr)

1	58,02
---	-------

Mediana Chi Quadro
4,4795

Mediana Indice di Adattamento
0,4826

ELABORAZIONE SECONDO PEARSON A 2 PARAMETRI

durate	n. campioni	media	s.q.m.	alfa	gamma	f	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'									
30'									
45'									
1 h	66	37,49	13,69	0,2002	7,5054	15,0108	55,72	8,1818	0,1465
3 h	65	56,5	23,27	0,1043	5,8952	11,7904	82,78	14,6308	0,0121
6 h	65	69,01	27,9	0,0886	6,1165	12,233	104,64	10,9385	0,0526
12 h	65	84,05	35,16	0,068	5,7133	11,4266	127,06	10,4462	0,0635
24 h	73	99,15	41,89	0,0565	5,6039	11,2079	152,83	7,9863	0,157
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a \cdot tc^n$

a= 57,29
n= 0,3181

tc h(tr)

1	57,29
---	-------

Mediana Chi Quadro
10,4462

Mediana Indice di Adattamento
0,0635

$T_R = 10$ anni

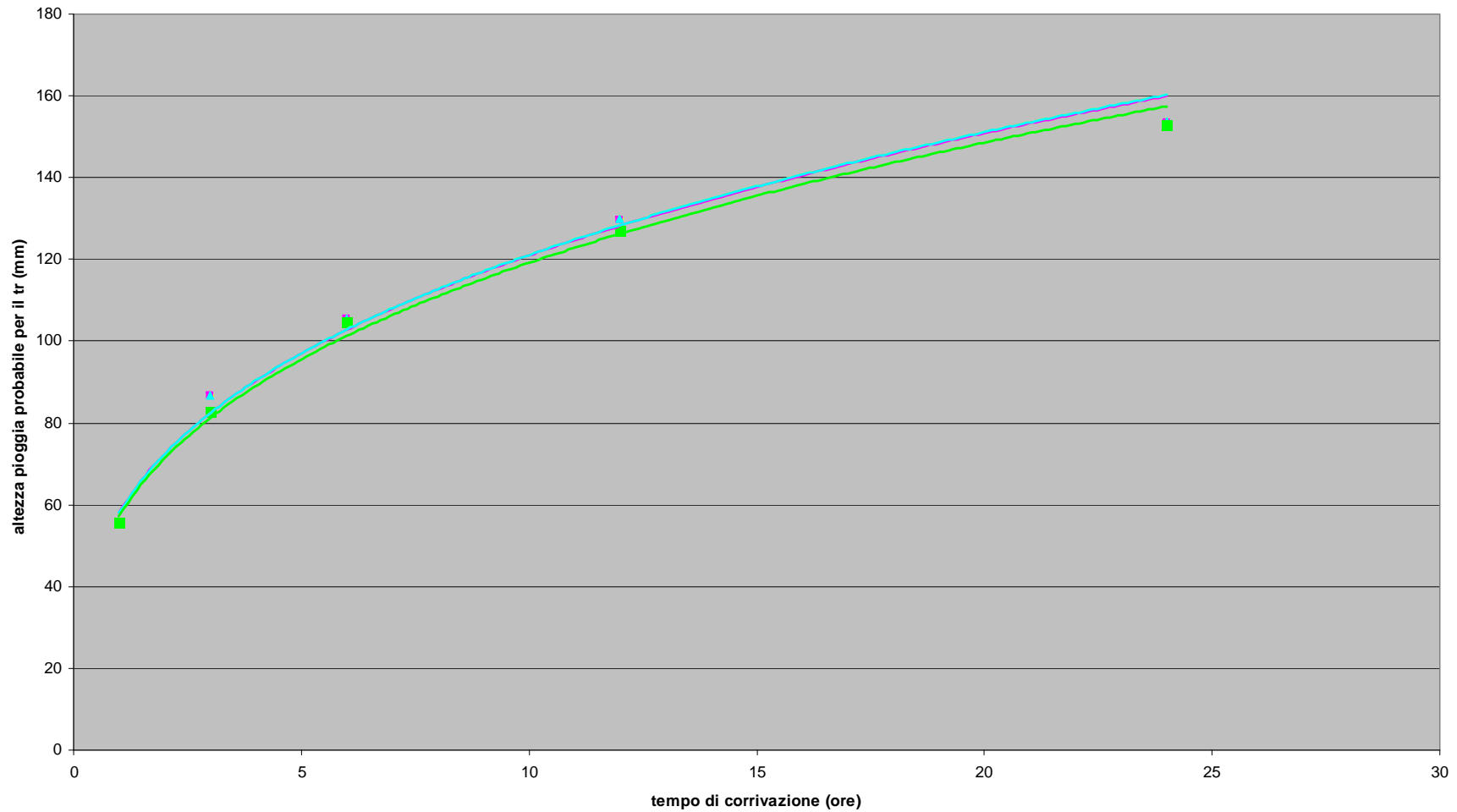
$y = 58,021x^{0,3196}$
 $R^2 = 0,9882$

$y = 58,078x^{0,3187}$
 $R^2 = 0,9884$

$y = 58,021x^{0,3196}$
 $R^2 = 0,9882$

$y = 57,288x^{0,3181}$
 $R^2 = 0,995$

Curva di Possibilità Pluviometrica



- ◇ GUMBEL
- LOG-NORMALE A 2 PARAMETRI
- ▲ FULLER-COUTAGNE
- PEARSON A 2 PARAMETRI
- Curva GUMBEL
- Curva LOG-NORMALE A 2 PARAMETRI
- Curva FULLER-COUTAGNE
- Curva PEARSON A 2 PARAMETRI

UDINE, $T_R = 25$ anni

ELABORAZIONE SECONDO GUMBEL

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a \cdot tc^n$

durate	n. campioni	media	s.q.m.	alfa	mu	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'								
30'								
45'								
1 h	66	37,49	13,69	0,0937	31,3353	65,45	7,697	0,1737
3 h	65	56,5	23,27	0,0551	46,0247	104,03	12,6615	0,0268
6 h	65	69,01	27,9	0,046	56,4528	126,02	3,8	0,5786
12 h	65	84,05	35,16	0,0365	68,2232	155,88	10,6923	0,0578
24 h	73	99,15	41,89	0,0306	80,3051	184,73	7,3288	0,1973
2 gg								
3 gg								
4 gg								
5 gg								

a= 68,84

n= 0,324

tc h(tr)

1 68,84

Mediana Chi Quadro

7,697

Mediana Indice di Adattamento

0,1737

ELABORAZIONE SECONDO LOG-NORMALE A 2 PARAMETRI

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a \cdot tc^n$

durate	n. campioni	media	s.q.m.	a	b	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'								
30'								
45'								
1 h	66	37,49	13,69	6,5088	-10,0678	65,43	6,7273	0,2417
3 h	65	56,5	23,27	5,8154	-9,9907	104,48	9,2154	0,1008
6 h	65	69,01	27,9	5,9155	-10,6835	126,46	2,5692	0,766
12 h	65	84,05	35,16	5,7317	-10,83	156,65	5,7692	0,3293
24 h	73	99,15	41,89	5,6808	-11,1381	185,7	3,8219	0,5753
2 gg								
3 gg								
4 gg								
5 gg								

a= 68,89

n= 0,3257

tc h(tr)

1 68,89

Mediana Chi Quadro

5,7692

Mediana Indice di Adattamento

0,3293

ELABORAZIONE SECONDO FULLER-COUTAGNE

durate	n. campioni	media	s.q.m.	q1	beta		valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'									
30'									
45'									
1 h	66	37,49	13,69	23,808	1,3245		67,89	3,5758	0,612
3 h	65	56,5	23,27	33,2272	1,6135		108,18	5,5231	0,3554
6 h	65	69,01	27,9	41,1059	1,5641		130,98	1,8308	0,872
12 h	65	84,05	35,16	48,8841	1,6574		162,14	5,2769	0,383
24 h	73	99,15	41,89	57,2681	1,6852		192,18	4,4795	0,4826
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a*tc^n$

a= 71,44

n= 0,3249

tc h(tr)

1	71,44
---	-------

Mediana Chi Quadro

4,4795

Mediana Indice di Adattamento

0,4826

ELABORAZIONE SECONDO PEARSON A 2 PARAMETRI

durate	n. campioni	media	s.q.m.	alfa	gamma	f	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'									
30'									
45'									
1 h	66	37,49	13,69	0,2002	7,5054	15,0108	64,48	8,1818	0,1465
3 h	65	56,5	23,27	0,1043	5,8952	11,7904	97,81	14,6308	0,0121
6 h	65	69,01	27,9	0,0886	6,1165	12,233	122,89	10,9385	0,0526
12 h	65	84,05	35,16	0,068	5,7133	11,4266	150,14	10,4462	0,0635
24 h	73	99,15	41,89	0,0565	5,6039	11,2079	180,58	7,9863	0,157
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a*tc^n$

a= 66,66

n= 0,3239

tc h(tr)

1	66,66
---	-------

Mediana Chi Quadro

10,4462

Mediana Indice di Adattamento

0,0635

$T_R = 25$ anni

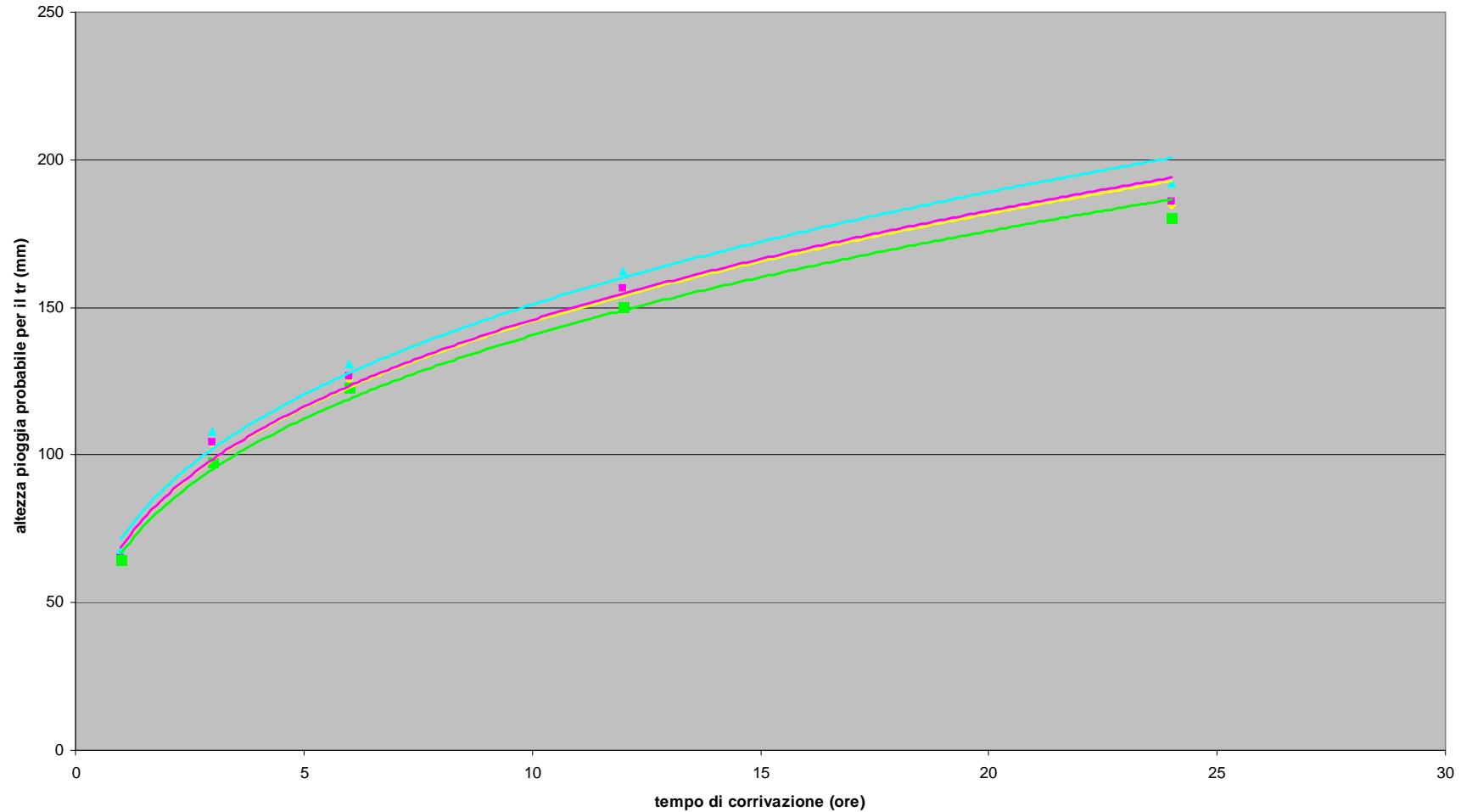
$y = 68,834x^{0,3241}$
 $R^2 = 0,9871$

$y = 68,889x^{0,3257}$
 $R^2 = 0,9866$

$y = 71,444x^{0,3249}$
 $R^2 = 0,9868$

$y = 66,661x^{0,3239}$
 $R^2 = 0,9938$

Curva di Possibilità Pluviometrica



- ◆ GUMBEL
- ◆ Curva GUMBEL
- LOG-NORMALE A 2 PARAMETRI
- Curva LOG-NORMALE A 2 PARAMETRI
- ▲ FULLER-COUTAGNE
- Curva FULLER-COUTAGNE
- PEARSON A 2 PARAMETRI
- Curva PEARSON A 2 PARAMETRI

UDINE, T_R = 50 anni

ELABORAZIONE SECONDO GUMBEL

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a \cdot tc^n$

durate	n. campioni	media	s.q.m.	alfa	mu	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'								
30'								
45'								
1 h	66	37,49	13,69	0,0937	31,3353	72,96	7,697	0,1737
3 h	65	56,5	23,27	0,0551	46,0247	116,79	12,6615	0,0268
6 h	65	69,01	27,9	0,046	56,4528	141,31	3,8	0,5786
12 h	65	84,05	35,16	0,0365	68,2232	175,16	10,6923	0,0578
24 h	73	99,15	41,89	0,0306	80,3051	207,69	7,3288	0,1973
2 gg								
3 gg								
4 gg								
5 gg								

a= 76,86
n= 0,3265

tc h(tr)

1	76,86
---	-------

Mediana Chi Quadro

7,697

Mediana Indice di Adattamento

0,1737

ELABORAZIONE SECONDO LOG-NORMALE A 2 PARAMETRI

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a \cdot tc^n$

durate	n. campioni	media	s.q.m.	a	b	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'								
30'								
45'								
1 h	66	37,49	13,69	6,5088	-10,0678	72,83	6,7273	0,2417
3 h	65	56,5	23,27	5,8154	-9,9907	117,8	9,2154	0,1008
6 h	65	69,01	27,9	5,9155	-10,6835	142,3	2,5692	0,766
12 h	65	84,05	35,16	5,7317	-10,83	176,93	5,7692	0,3293
24 h	73	99,15	41,89	5,6808	-11,1381	209,97	3,8219	0,5753
2 gg								
3 gg								
4 gg								
5 gg								

a= 76,92
n= 0,3302

tc h(tr)

1	76,92
---	-------

Mediana Chi Quadro

5,7692

Mediana Indice di Adattamento

0,3293

ELABORAZIONE SECONDO FULLER-COUTAGNE

durate	n. campioni	media	s.q.m.	q1	beta		valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'									
30'									
45'									
1 h	66	37,49	13,69	23,808	1,3245		77,38	3,5758	0,612
3 h	65	56,5	23,27	33,2272	1,6135		124,31	5,5231	0,3554
6 h	65	69,01	27,9	41,1059	1,5641		150,34	1,8308	0,872
12 h	65	84,05	35,16	48,8841	1,6574		186,53	5,2769	0,383
24 h	73	99,15	41,89	57,2681	1,6852		221,24	4,4795	0,4826
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a \cdot tc^n$

a= 81,6

n= 0,3278

tc h(tr)

1	81,6
---	------

Mediana Chi Quadro

4,4795

Mediana Indice di Adattamento

0,4826

ELABORAZIONE SECONDO PEARSON A 2 PARAMETRI

durate	n. campioni	media	s.q.m.	alfa	gamma	f	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'									
30'									
45'									
1 h	66	37,49	13,69	0,2002	7,5054	15,0108	70,59	8,1818	0,1465
3 h	65	56,5	23,27	0,1043	5,8952	11,7904	108,38	14,6308	0,0121
6 h	65	69,01	27,9	0,0886	6,1165	12,233	135,69	10,9385	0,0526
12 h	65	84,05	35,16	0,068	5,7133	11,4266	166,36	10,4462	0,0635
24 h	73	99,15	41,89	0,0565	5,6039	11,2079	200,1	7,9863	0,157
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a \cdot tc^n$

a= 73,21

n= 0,3273

tc h(tr)

1	73,21
---	-------

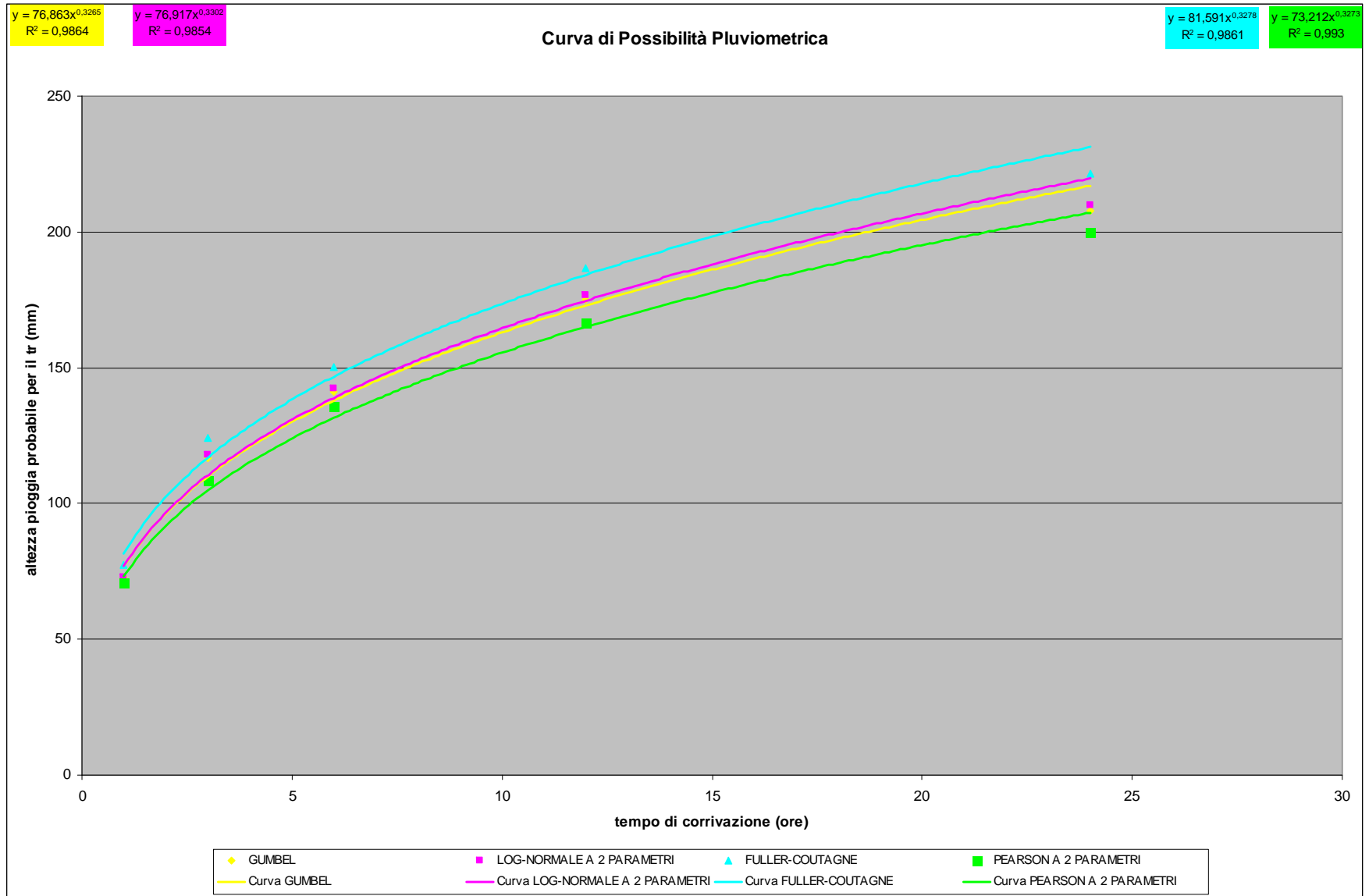
Mediana Chi Quadro

10,4462

Mediana Indice di Adattamento

0,0635

$T_R = 50$ anni



UDINE, T_R = 100 anni

ELABORAZIONE SECONDO GUMBEL

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a \cdot tc^n$

durate	n. campioni	media	s.q.m.	alfa	mu	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'								
30'								
45'								
1 h	66	37,49	13,69	0,0937	31,3353	80,41	7,697	0,1737
3 h	65	56,5	23,27	0,0551	46,0247	129,45	12,6615	0,0268
6 h	65	69,01	27,9	0,046	56,4528	156,5	3,8	0,5786
12 h	65	84,05	35,16	0,0365	68,2232	194,3	10,6923	0,0578
24 h	73	99,15	41,89	0,0306	80,3051	230,48	7,3288	0,1973
2 gg								
3 gg								
4 gg								
5 gg								

a= 84,83
n= 0,3285

tc h(tr)

1	84,83
---	-------

Mediana Chi Quadro

7,697

Mediana Indice di Adattamento

0,1737

ELABORAZIONE SECONDO LOG-NORMALE A 2 PARAMETRI

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a \cdot tc^n$

durate	n. campioni	media	s.q.m.	a	b	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'								
30'								
45'								
1 h	66	37,49	13,69	6,5088	-10,0678	80,21	6,7273	0,2417
3 h	65	56,5	23,27	5,8154	-9,9907	131,22	9,2154	0,1008
6 h	65	69,01	27,9	5,9155	-10,6835	158,23	2,5692	0,766
12 h	65	84,05	35,16	5,7317	-10,83	197,4	5,7692	0,3293
24 h	73	99,15	41,89	5,6808	-11,1381	234,5	3,8219	0,5753
2 gg								
3 gg								
4 gg								
5 gg								

a= 84,94
n= 0,3342

tc h(tr)

1	84,94
---	-------

Mediana Chi Quadro

5,7692

Mediana Indice di Adattamento

0,3293

ELABORAZIONE SECONDO FULLER-COUTAGNE

durate	n. campioni	media	s.q.m.	q1	beta		valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'									
30'									
45'									
1 h	66	37,49	13,69	23,808	1,3245		86,88	3,5758	0,612
3 h	65	56,5	23,27	33,2272	1,6135		140,45	5,5231	0,3554
6 h	65	69,01	27,9	41,1059	1,5641		169,69	1,8308	0,872
12 h	65	84,05	35,16	48,8841	1,6574		210,92	5,2769	0,383
24 h	73	99,15	41,89	57,2681	1,6852		250,29	4,4795	0,4826
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a*tc^n$

a= 91,75

n= 0,33

tc h(tr)

1	91,75
---	-------

Mediana Chi Quadro

4,4795

Mediana Indice di Adattamento

0,4826

ELABORAZIONE SECONDO PEARSON A 2 PARAMETRI

durate	n. campioni	media	s.q.m.	alfa	gamma	f	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'									
30'									
45'									
1 h	66	37,49	13,69	0,2002	7,5054	15,0108	76,38	8,1818	0,1465
3 h	65	56,5	23,27	0,1043	5,8952	11,7904	118,47	14,6308	0,0121
6 h	65	69,01	27,9	0,0886	6,1165	12,233	147,9	10,9385	0,0526
12 h	65	84,05	35,16	0,068	5,7133	11,4266	181,86	10,4462	0,0635
24 h	73	99,15	41,89	0,0565	5,6039	11,2079	218,74	7,9863	0,157
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a*tc^n$

a= 79,43

n= 0,3301

tc h(tr)

1	79,43
---	-------

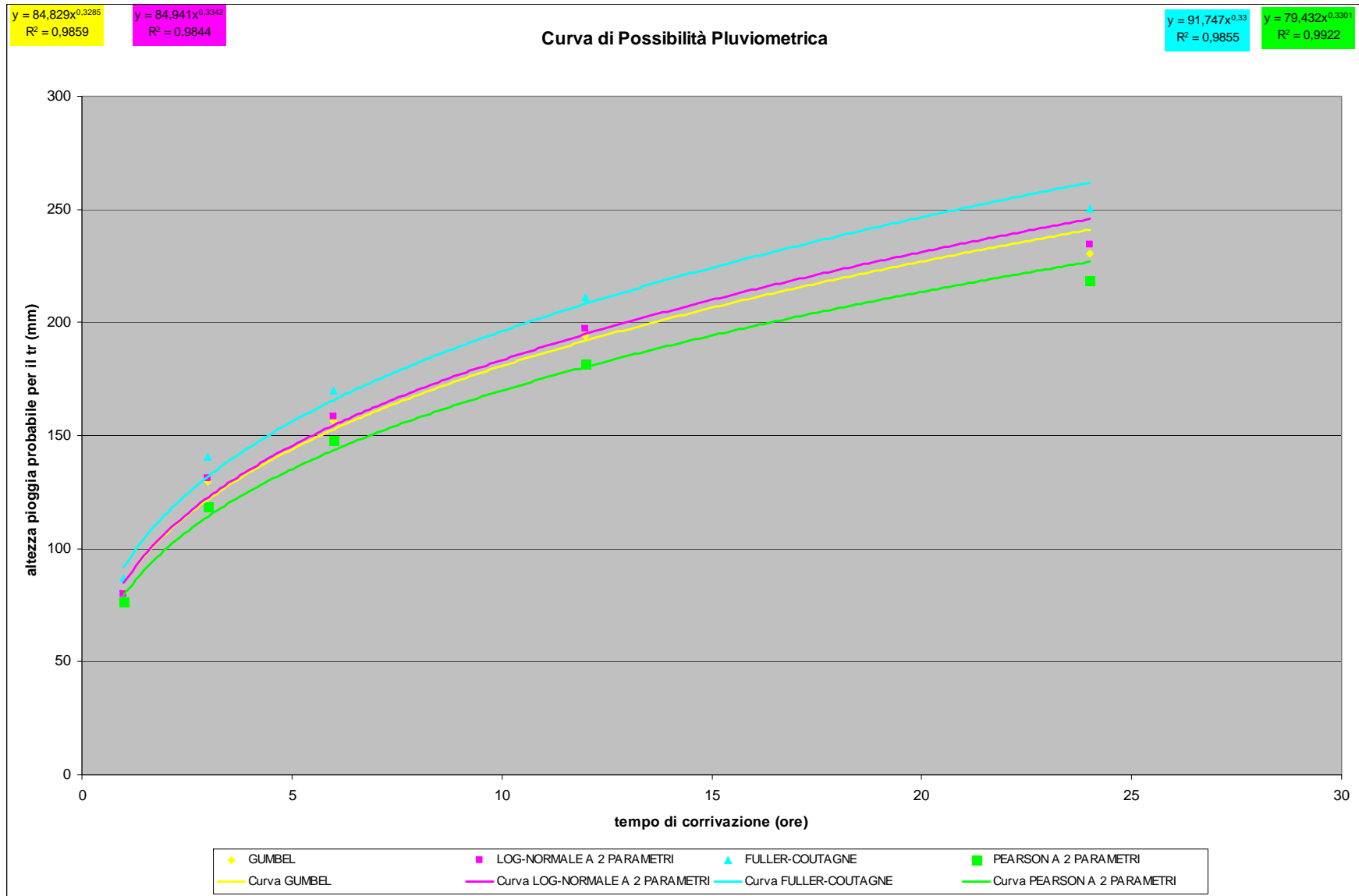
Mediana Chi Quadro

10,4462

Mediana Indice di Adattamento

0,0635

$T_R = 100$ anni



UDINE, T_R = 200 anni

ELABORAZIONE SECONDO GUMBEL

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a*tc^n$

durate	n. campioni	media	s.q.m.	alfa	mu	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'								
30'								
45'								
1 h	66	37,49	13,69	0,0937	31,3353	87,83	7,697	0,1737
3 h	65	56,5	23,27	0,0551	46,0247	142,07	12,6615	0,0268
6 h	65	69,01	27,9	0,046	56,4528	171,63	3,8	0,5786
12 h	65	84,05	35,16	0,0365	68,2232	213,36	10,6923	0,0578
24 h	73	99,15	41,89	0,0306	80,3051	253,19	7,3288	0,1973
2 gg								
3 gg								
4 gg								
5 gg								

a= 92,76
n= 0,3302

tc h(tr)

1	92,76
---	-------

Mediana Chi Quadro

7,697

Mediana Indice di Adattamento

0,1737

ELABORAZIONE SECONDO LOG-NORMALE A 2 PARAMETRI

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a*tc^n$

durate	n. campioni	media	s.q.m.	a	b	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'								
30'								
45'								
1 h	66	37,49	13,69	6,5088	-10,0678	87,61	6,7273	0,2417
3 h	65	56,5	23,27	5,8154	-9,9907	144,85	9,2154	0,1008
6 h	65	69,01	27,9	5,9155	-10,6835	174,36	2,5692	0,766
12 h	65	84,05	35,16	5,7317	-10,83	218,21	5,7692	0,3293
24 h	73	99,15	41,89	5,6808	-11,1381	259,46	3,8219	0,5753
2 gg								
3 gg								
4 gg								
5 gg								

a= 93,01
n= 0,3379

tc h(tr)

1	93,01
---	-------

Mediana Chi Quadro

5,7692

Mediana Indice di Adattamento

0,3293

ELABORAZIONE SECONDO FULLER-COUTAGNE

durate	n. campioni	media	s.q.m.	q1	beta		valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'									
30'									
45'									
1 h	66	37,49	13,69	23,808	1,3245		96,37	3,5758	0,612
3 h	65	56,5	23,27	33,2272	1,6135		156,59	5,5231	0,3554
6 h	65	69,01	27,9	41,1059	1,5641		189,05	1,8308	0,872
12 h	65	84,05	35,16	48,8841	1,6574		235,31	5,2769	0,383
24 h	73	99,15	41,89	57,2681	1,6852		279,34	4,4795	0,4826
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a*tc^n$

a= 101,9
n= 0,3317

tc h(tr)

1	101,9
---	-------

Mediana Chi Quadro
4,4795

Mediana Indice di Adattamento
0,4826

ELABORAZIONE SECONDO PEARSON A 2 PARAMETRI

durate	n. campioni	media	s.q.m.	alfa	gamma	f	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'									
30'									
45'									
1 h	66	37,49	13,69	0,2002	7,5054	15,0108	81,93	8,1818	0,1465
3 h	65	56,5	23,27	0,1043	5,8952	11,7904	128,21	14,6308	0,0121
6 h	65	69,01	27,9	0,0886	6,1165	12,233	159,64	10,9385	0,0526
12 h	65	84,05	35,16	0,068	5,7133	11,4266	196,8	10,4462	0,0635
24 h	73	99,15	41,89	0,0565	5,6039	11,2079	236,71	7,9863	0,157
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a*tc^n$

a= 85,41
n= 0,3326

tc h(tr)

1	85,41
---	-------

Mediana Chi Quadro
10,4462

Mediana Indice di Adattamento
0,0635

$T_R = 200$ anni

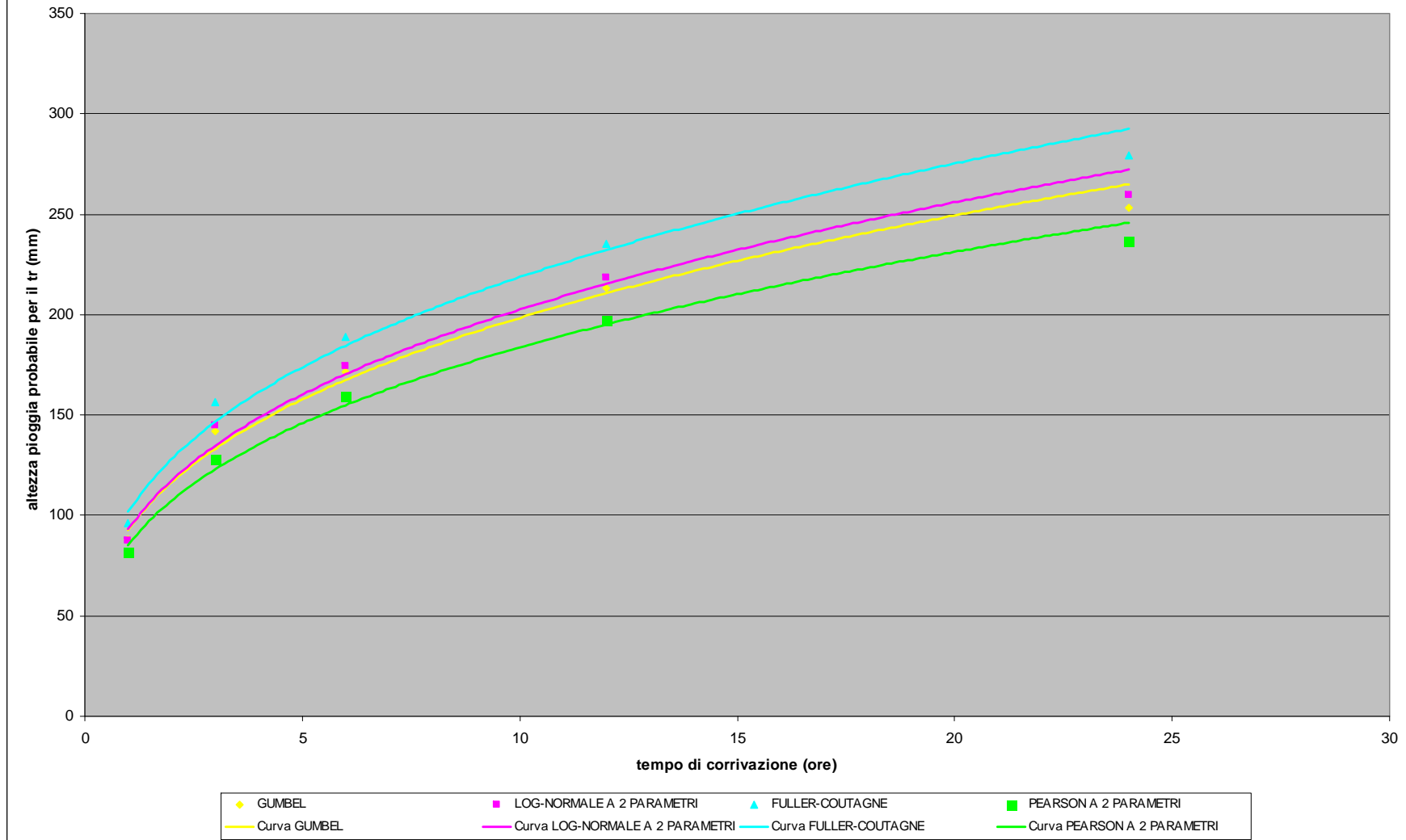
$y = 92,765x^{0,3301}$
 $R^2 = 0,9854$

$y = 93,011x^{0,3379}$
 $R^2 = 0,9833$

$y = 101,9x^{0,3317}$
 $R^2 = 0,985$

$y = 85,405x^{0,3326}$
 $R^2 = 0,9915$

Curva di Possibilità Pluviometrica



STAZIONE PLUVIOGRAFICA DI UDINE: PRECIPITAZIONI INTENSE (IN mm)

Anno	15 minuti
1935	18,0
1962	9,4
1964	19,4
1965	14,0
1966	18,0
1968	23,8
1969	9,4
1970	21,8
1971	23,4
1972	20,2
1973	15,4
1974	14,4
1975	24,4
1976	11,0
1977	32,6
1977	32,6
1978	16,8
1978	16,8
1979	24,6
1979	24,6
1980	15,4
1981	22,8
1982	14,4
1983	12,4
1984	16,6
1985	21,6
1986	26,4
1987	46,8
1988	19,6
1989	18,8
1990	19,2
1991	18,6
1992	20,2
1993	17,6

Anno	30 minuti
1929	34,0
1947	20,4
1948	22,8
1949	14,6
1950	27,6
1951	30,0
1952	27,0
1957	25,6
1959	11,0
1962	13,4
1963	33,6
1964	27,0
1965	24,8
1966	33,4
1967	20,0
1968	26,4
1969	16,0
1970	24,0
1971	30,6
1972	25,0
1973	19,2
1974	19,2
1975	26,0
1976	18,4
1977	46,0
1977	46,0
1978	20,4
1978	20,4
1979	25,8
1979	25,8
1980	26,8
1981	32,2
1982	17,8
1983	13,8

Anno	45 minuti
1954	48,2
1964	32,0
1965	32,4
1968	28,8
1969	22,2
1970	30,2
1971	42,8
1972	29,4
1973	21,2
1974	20,8
1975	26,4
1976	24,0
1977	55,4
1977	55,4
1978	25,0
1978	25,0
1979	27,4
1979	27,4
1980	33,2
1981	39,8
1982	21,8
1983	18,4
1984	24,0
1985	43,2
1986	27,6
1987	66,6
1988	36,4
1989	24,8
1990	25,2
1991	26,8
1992	24,0
1993	26,4
1994	41,0
1995	51,0

Anno	1 ora
1927	30,0
1928	10,8
1932	29,6
1935	35,4
1936	39,2
1937	47,0
1938	45,6
1939	55,6
1940	59,2
1941	24,0
1942	75,0
1947	29,4
1948	25,0
1949	23,0
1950	27,6
1951	44,0
1952	32,4
1953	63,2
1954	51,8
1955	27,0
1956	39,0
1957	37,2
1958	45,4
1959	32,0
1960	27,2
1961	42,0
1962	19,4
1963	34,0
1964	35,8
1965	39,6
1966	51,6
1967	36,4
1968	30,2
1969	24,4

Anno	15 minuti
1994	34,0
1995	34,0
1996	20,1
1997	18,0
1998	20,0

Anno	30 minuti
1984	17,2
1985	32,0
1986	26,6
1987	58,6
1988	33,2
1989	23,6
1990	23,4
1991	24,8
1992	23,2
1993	21,2
1994	37,8
1995	40,0
1996	40,6
1997	36,2
1998	35,0

Anno	45 minuti
1996	58,0
1997	36,2
1998	42,0

Anno	1 ora
1970	30,8
1971	47,2
1972	36,2
1973	25,0
1974	21,2
1975	32,4
1976	29,6
1977	62,6
1977	62,6
1978	26,2
1978	26,2
1979	29,0
1979	29,0
1980	38,6
1981	41,4
1982	23,6
1983	20,2
1984	33,6
1985	47,2
1986	31,8
1987	69,2
1988	38,4
1989	25,2
1990	26,2
1991	27,8
1992	24,4
1993	30,4
1994	42,0
1995	59,0
1996	58,4
1997	47,2
1998	63,0

UDINE, T_R = 5 anni

ELABORAZIONE SECONDO GUMBEL

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a*tc^n$

durate	n. campioni	media	s.q.m.	alfa	mu	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'	39	20,69	7,45	0,1722	17,3415	26,05	7,1538	0,2094
30'	49	26,91	9,3	0,138	22,7214	33,59	9,2857	0,0982
45'	37	33,52	12,04	0,1066	28,1081	42,18	6,4595	0,264
1 h	66	37,49	13,69	0,0937	31,3353	47,34	7,697	0,1737
3 h								
6 h								
12 h								
24 h								
2 gg								
3 gg								
4 gg								
5 gg								

a= 47,1
n= 0,4373

tc h(tr)

1	47,1
---	------

Mediana Chi Quadro

7,4254

Mediana Indice di Adattamento

0,1916

ELABORAZIONE SECONDO LOG-NORMALE A 2 PARAMETRI

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a*tc^n$

durate	n. campioni	media	s.q.m.	a	b	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'	39	20,69	7,45	6,5926	-8,5004	26,12	7,1538	0,2094
30'	49	26,91	9,3	6,8526	-9,6303	33,74	6,3469	0,2739
45'	37	33,52	12,04	6,611	-9,9101	42,3	9,0541	0,1069
1 h	66	37,49	13,69	6,5088	-10,0678	47,43	6,7273	0,2417
3 h								
6 h								
12 h								
24 h								
2 gg								
3 gg								
4 gg								
5 gg								

a= 47,23
n= 0,4368

tc h(tr)

1	47,23
---	-------

Mediana Chi Quadro

6,9406

Mediana Indice di Adattamento

0,2256

ELABORAZIONE SECONDO FULLER-COUTAGNE

durate	n. campioni	media	s.q.m.	q1	beta		valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'	39	20,69	7,45	13,243	1,2966		25,24	7,1538	0,2094
30'	49	26,91	9,3	17,6067	1,217		32,58	6,0204	0,3042
45'	37	33,52	12,04	21,4883	1,2906		40,87	3,8649	0,569
1 h	66	37,49	13,69	23,808	1,3245		45,85	3,5758	0,612
3 h									
6 h									
12 h									
24 h									
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a \cdot tc^n$

a= 45,64

n= 0,437

tc **h(tr)**

1	45,64
---	-------

Mediana Chi Quadro

4,9427

Mediana Indice di Adattamento

0,4366

ELABORAZIONE SECONDO PEARSON A 2 PARAMETRI

durate	n. campioni	media	s.q.m.	alfa	gamma	f	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'	39	20,69	7,45	0,3727	7,7124	15,4248	25,91	3,4615	0,6292
30'	49	26,91	9,3	0,3111	8,3713	16,7426	32,89	12,8776	0,0246
45'	37	33,52	12,04	0,2314	7,7581	15,5162	41,72	17,2703	0,004
1 h	66	37,49	13,69	0,2002	7,5054	15,0108	48,23	8,1818	0,1465
3 h									
6 h									
12 h									
24 h									
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a \cdot tc^n$

a= 47,24

n= 0,4506

tc **h(tr)**

1	47,24
---	-------

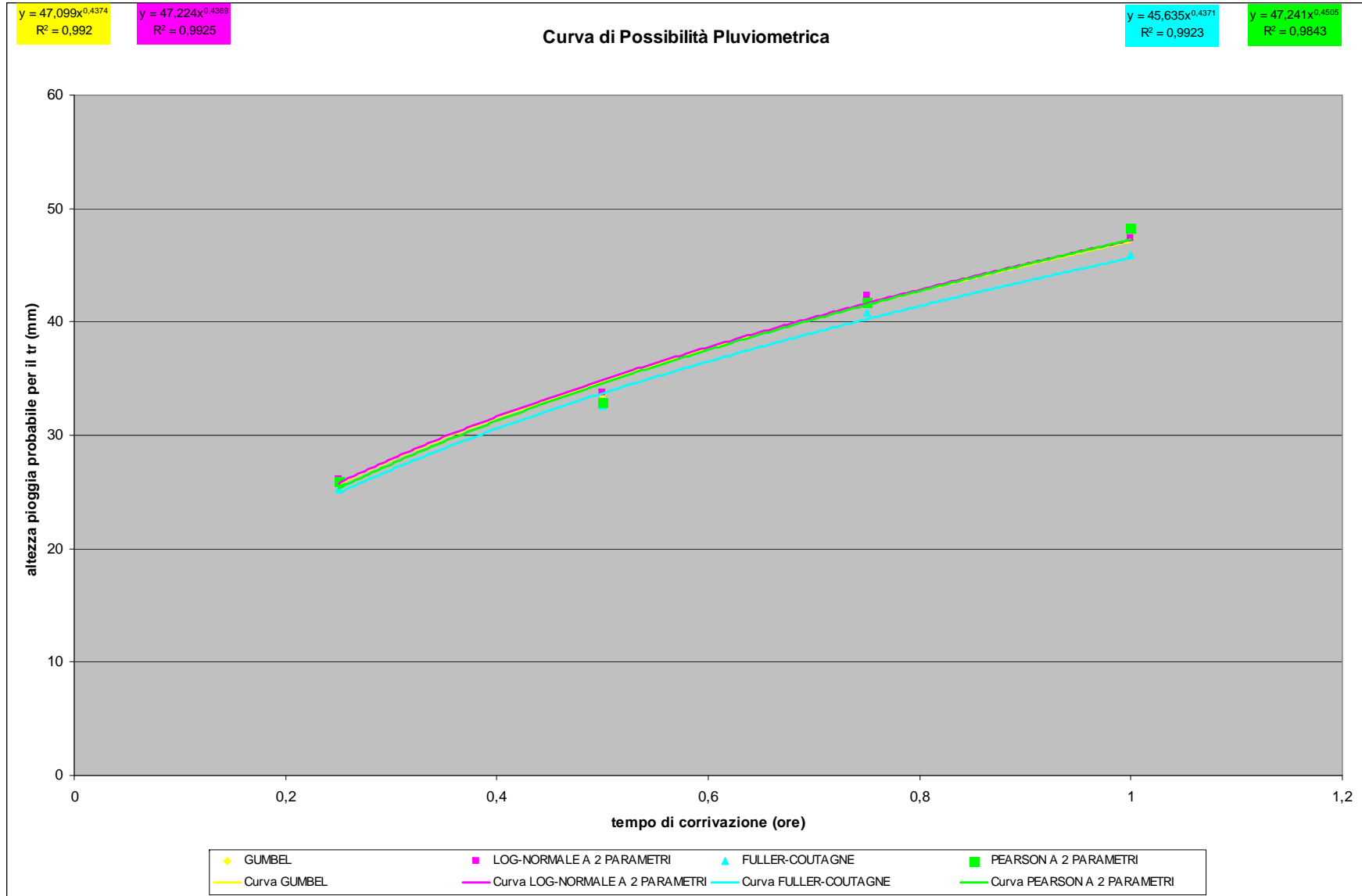
Mediana Chi Quadro

10,5297

Mediana Indice di Adattamento

0,0856

$T_R = 5$ anni



UDINE, T_R = 10 anni

ELABORAZIONE SECONDO GUMBEL

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a*tc^n$

durate	n. campioni	media	s.q.m.	alfa	mu		valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'	39	20,69	7,45	0,1722	17,3415		30,41	7,1538	0,2094
30'	49	26,91	9,3	0,138	22,7214		39,03	9,2857	0,0982
45'	37	33,52	12,04	0,1066	28,1081		49,22	6,4595	0,264
1 h	66	37,49	13,69	0,0937	31,3353		55,34	7,697	0,1737
3 h									
6 h									
12 h									
24 h									
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

a= 54,97

n= 0,4385

tc h(tr)

1	54,97
---	-------

Mediana Chi Quadro

7,4254

Mediana Indice di Adattamento

0,1916

ELABORAZIONE SECONDO LOG-NORMALE A 2 PARAMETRI

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a*tc^n$

durate	n. campioni	media	s.q.m.	a	b		valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'	39	20,69	7,45	6,5926	-8,5004		30,46	7,1538	0,2094
30'	49	26,91	9,3	6,8526	-9,6303		39,12	6,3469	0,2739
45'	37	33,52	12,04	6,611	-9,9101		49,3	9,0541	0,1069
1 h	66	37,49	13,69	6,5088	-10,0678		55,42	6,7273	0,2417
3 h									
6 h									
12 h									
24 h									
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

a= 55,06

n= 0,4383

tc h(tr)

1	55,06
---	-------

Mediana Chi Quadro

6,9406

Mediana Indice di Adattamento

0,2256

ELABORAZIONE SECONDO FULLER-COUTAGNE

durate	n. campioni	media	s.q.m.	q1	beta		valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'	39	20,69	7,45	13,243	1,2966		30,41	7,1538	0,2094
30'	49	26,91	9,3	17,6067	1,217		39,03	6,0204	0,3042
45'	37	33,52	12,04	21,4883	1,2906		49,22	3,8649	0,569
1 h	66	37,49	13,69	23,808	1,3245		55,34	3,5758	0,612
3 h									
6 h									
12 h									
24 h									
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a \cdot tc^n$

a= 54,97

n= 0,4385

tc h(tr)

1	54,97
---	-------

Mediana Chi Quadro

4,9427

Mediana Indice di Adattamento

0,4366

ELABORAZIONE SECONDO PEARSON A 2 PARAMETRI

durate	n. campioni	media	s.q.m.	alfa	gamma	f	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'	39	20,69	7,45	0,3727	7,7124	15,4248	29,93	3,4615	0,6292
30'	49	26,91	9,3	0,3111	8,3713	16,7426	37,83	12,8776	0,0246
45'	37	33,52	12,04	0,2314	7,7581	15,5162	48,2	17,2703	0,004
1 h	66	37,49	13,69	0,2002	7,5054	15,0108	55,72	8,1818	0,1465
3 h									
6 h									
12 h									
24 h									
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a \cdot tc^n$

a= 54,53

n= 0,451

tc h(tr)

1	54,53
---	-------

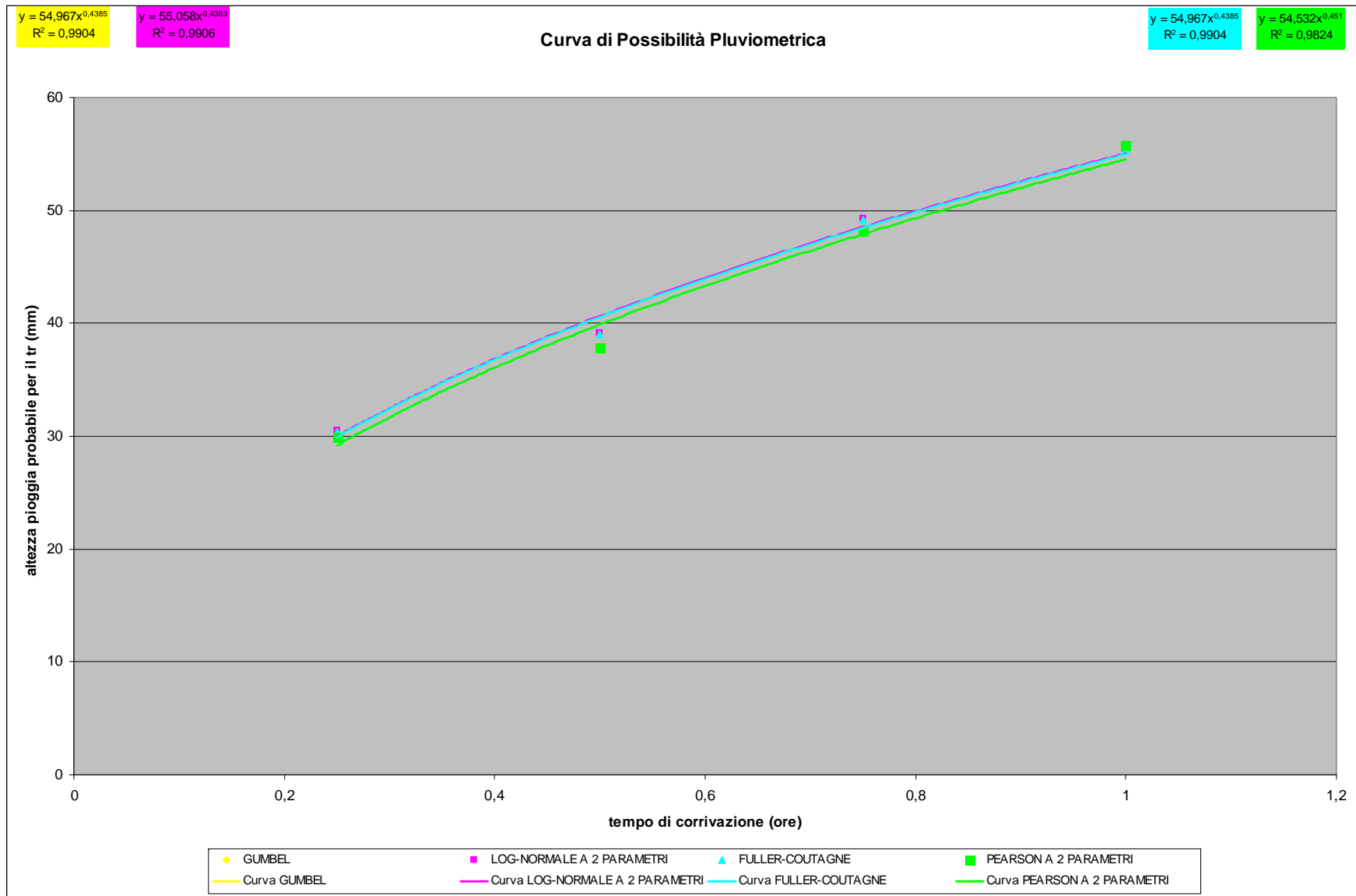
Mediana Chi Quadro

10,5297

Mediana Indice di Adattamento

0,0856

$T_R = 10$ anni



UDINE, T_R = 25 anni

ELABORAZIONE SECONDO GUMBEL

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a*tc^n$

durate	n. campioni	media	s.q.m.	alfa	mu	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'	39	20,69	7,45	0,1722	17,3415	35,92	7,1538	0,2094
30'	49	26,91	9,3	0,138	22,7214	45,9	9,2857	0,0982
45'	37	33,52	12,04	0,1066	28,1081	58,11	6,4595	0,264
1 h	66	37,49	13,69	0,0937	31,3353	65,45	7,697	0,1737
3 h								
6 h								
12 h								
24 h								
2 gg								
3 gg								
4 gg								
5 gg								

a= 64,91
n= 0,4396

tc **h(tr)**

1	64,91
---	-------

Mediana Chi Quadro

7,4254

Mediana Indice di Adattamento

0,1916

ELABORAZIONE SECONDO LOG-NORMALE A 2 PARAMETRI

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a*tc^n$

durate	n. campioni	media	s.q.m.	a	b	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'	39	20,69	7,45	6,5926	-8,5004	35,89	7,1538	0,2094
30'	49	26,91	9,3	6,8526	-9,6303	45,79	6,3469	0,2739
45'	37	33,52	12,04	6,611	-9,9101	58,05	9,0541	0,1069
1 h	66	37,49	13,69	6,5088	-10,0678	65,43	6,7273	0,2417
3 h								
6 h								
12 h								
24 h								
2 gg								
3 gg								
4 gg								
5 gg								

a= 64,85
n= 0,4399

tc **h(tr)**

1	64,85
---	-------

Mediana Chi Quadro

6,9406

Mediana Indice di Adattamento

0,2256

ELABORAZIONE SECONDO FULLER-COUTAGNE

durate	n. campioni	media	s.q.m.	q1	beta		valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'	39	20,69	7,45	13,243	1,2966		37,25	7,1538	0,2094
30'	49	26,91	9,3	17,6067	1,217		47,56	6,0204	0,3042
45'	37	33,52	12,04	21,4883	1,2906		60,26	3,8649	0,569
1 h	66	37,49	13,69	23,808	1,3245		67,89	3,5758	0,612
3 h									
6 h									
12 h									
24 h									
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a \cdot tc^n$

a= 67,31

n= 0,4398

tc h(tr)

1	67,31
---	-------

Mediana Chi Quadro

4,9427

Mediana Indice di Adattamento

0,4366

ELABORAZIONE SECONDO PEARSON A 2 PARAMETRI

durate	n. campioni	media	s.q.m.	alfa	gamma	f	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'	39	20,69	7,45	0,3727	7,7124	15,4248	34,64	3,4615	0,6292
30'	49	26,91	9,3	0,3111	8,3713	16,7426	43,61	12,8776	0,0246
45'	37	33,52	12,04	0,2314	7,7581	15,5162	55,78	17,2703	0,004
1 h	66	37,49	13,69	0,2002	7,5054	15,0108	64,48	8,1818	0,1465
3 h									
6 h									
12 h									
24 h									
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a \cdot tc^n$

a= 63,06

n= 0,4513

tc h(tr)

1	63,06
---	-------

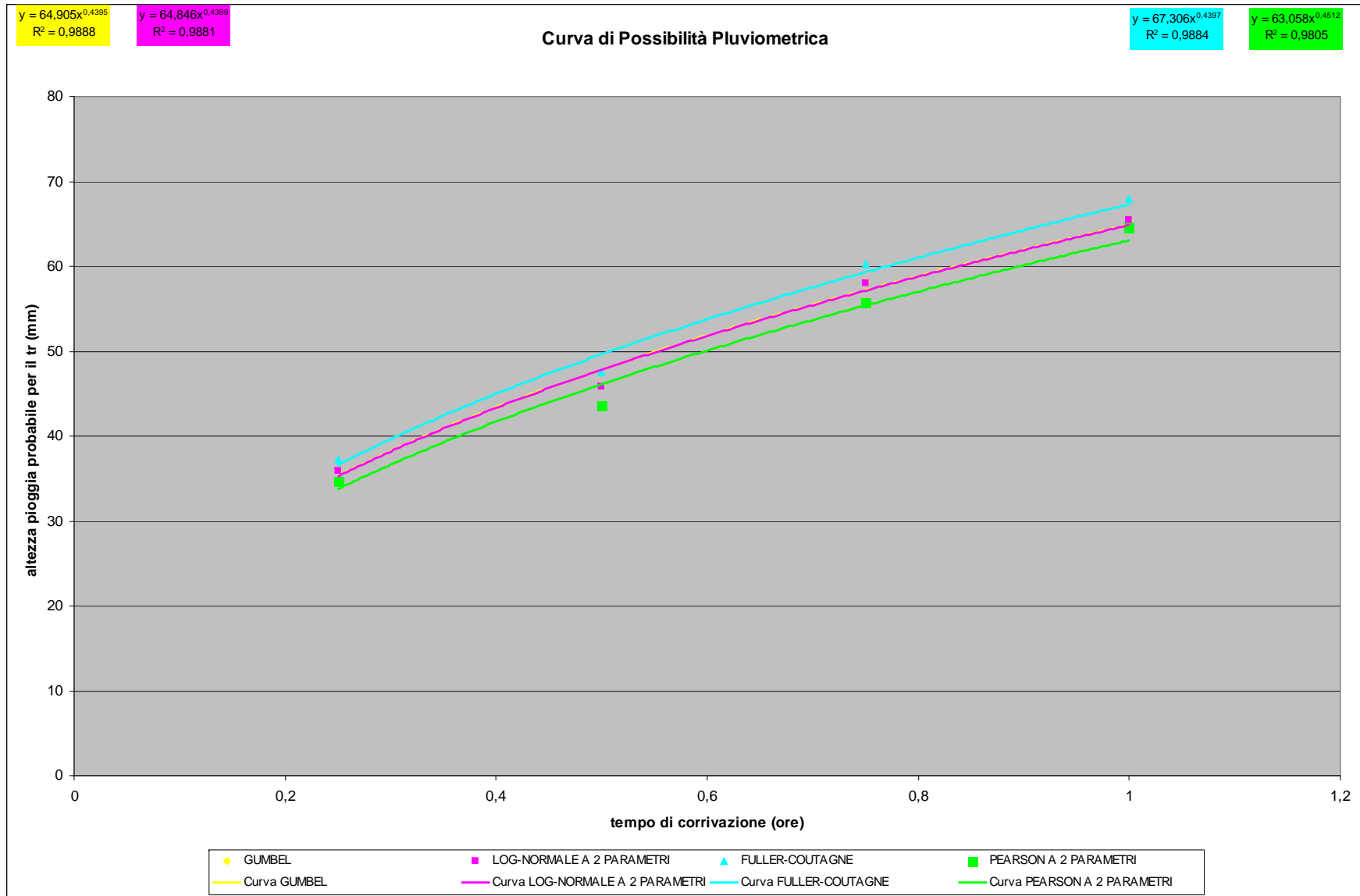
Mediana Chi Quadro

10,5297

Mediana Indice di Adattamento

0,0856

$T_R = 25$ anni



UDINE, T_R = 50 anni

ELABORAZIONE SECONDO GUMBEL

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a*tc^n$

durate	n. campioni	media	s.q.m.	alfa	mu	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'	39	20,69	7,45	0,1722	17,3415	40	7,1538	0,2094
30'	49	26,91	9,3	0,138	22,7214	51	9,2857	0,0982
45'	37	33,52	12,04	0,1066	28,1081	64,71	6,4595	0,264
1 h	66	37,49	13,69	0,0937	31,3353	72,96	7,697	0,1737
3 h								
6 h								
12 h								
24 h								
2 gg								
3 gg								
4 gg								
5 gg								

a= 72,29

n= 0,4402

tc h(tr)

1	72,29
---	-------

Mediana Chi Quadro

7,4254

Mediana Indice di Adattamento

0,1916

ELABORAZIONE SECONDO LOG-NORMALE A 2 PARAMETRI

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a*tc^n$

durate	n. campioni	media	s.q.m.	a	b	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'	39	20,69	7,45	6,5926	-8,5004	39,89	7,1538	0,2094
30'	49	26,91	9,3	6,8526	-9,6303	50,7	6,3469	0,2739
45'	37	33,52	12,04	6,611	-9,9101	64,52	9,0541	0,1069
1 h	66	37,49	13,69	6,5088	-10,0678	72,83	6,7273	0,2417
3 h								
6 h								
12 h								
24 h								
2 gg								
3 gg								
4 gg								
5 gg								

a= 72,08

n= 0,441

tc h(tr)

1	72,08
---	-------

Mediana Chi Quadro

6,9406

Mediana Indice di Adattamento

0,2256

ELABORAZIONE SECONDO FULLER-COUTAGNE

durate	n. campioni	media	s.q.m.	q1	beta	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'	39	20,69	7,45	13,243	1,2966	42,41	7,1538	0,2094
30'	49	26,91	9,3	17,6067	1,217	54,01	6,0204	0,3042
45'	37	33,52	12,04	21,4883	1,2906	68,61	3,8649	0,569
1 h	66	37,49	13,69	23,808	1,3245	77,38	3,5758	0,612
3 h								
6 h								
12 h								
24 h								
2 gg								
3 gg								
4 gg								
5 gg								

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a \cdot tc^n$

a= 76,64

n= 0,4405

tc **h(tr)**

1	76,64
---	-------

Mediana Chi Quadro

4,9427

Mediana Indice di Adattamento

0,4366

ELABORAZIONE SECONDO PEARSON A 2 PARAMETRI

durate	n. campioni	media	s.q.m.	alfa	gamma	f	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'	39	20,69	7,45	0,3727	7,7124	15,4248	37,91	3,4615	0,6292
30'	49	26,91	9,3	0,3111	8,3713	16,7426	47,62	12,8776	0,0246
45'	37	33,52	12,04	0,2314	7,7581	15,5162	61,06	17,2703	0,004
1 h	66	37,49	13,69	0,2002	7,5054	15,0108	70,59	8,1818	0,1465
3 h									
6 h									
12 h									
24 h									
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a \cdot tc^n$

a= 69

n= 0,4516

tc **h(tr)**

1	69
---	----

Mediana Chi Quadro

10,5297

Mediana Indice di Adattamento

0,0856

$T_R = 50$ anni

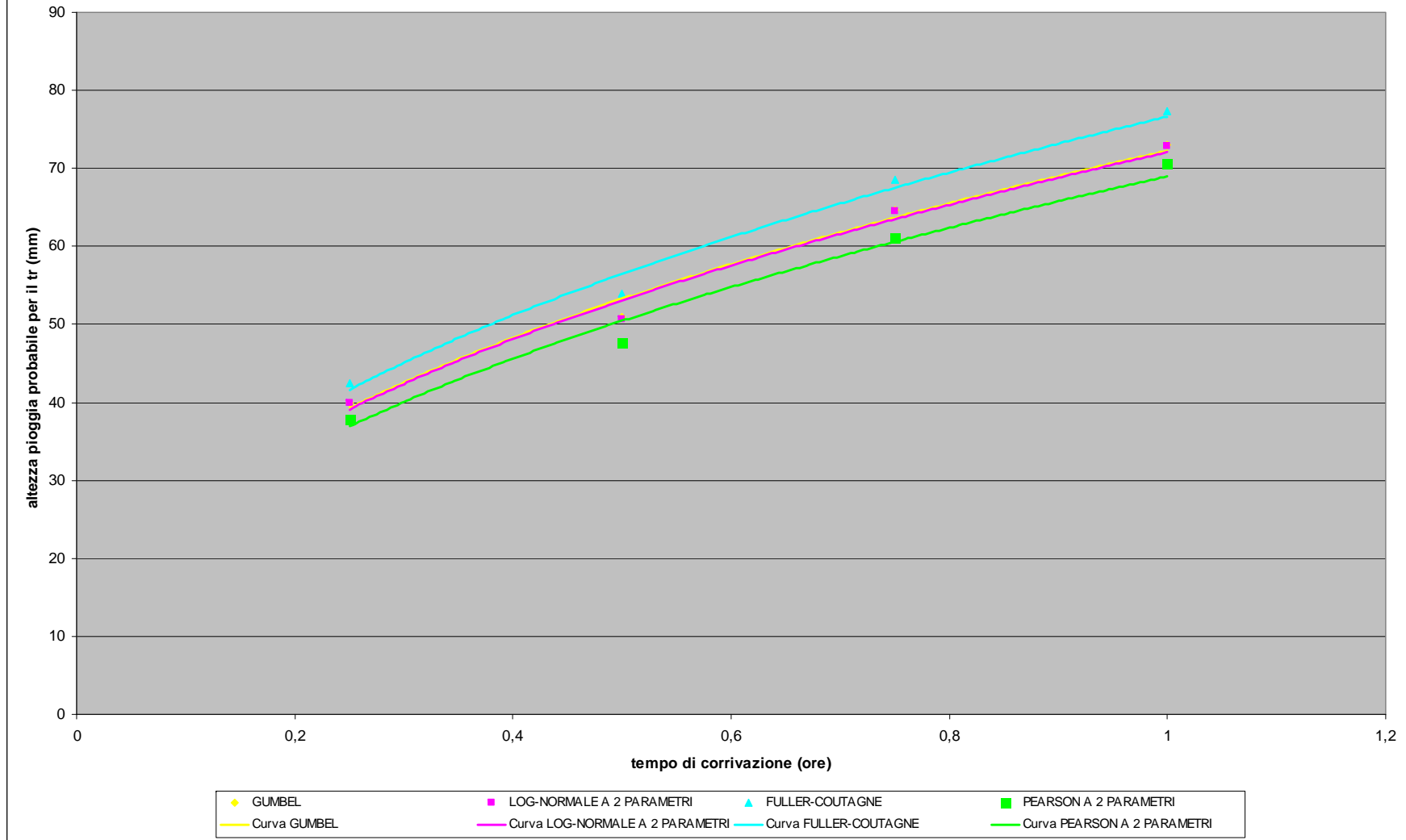
$y = 72,289x^{0,4403}$
 $R^2 = 0,9878$

$y = 72,081x^{0,4411}$
 $R^2 = 0,9865$

$y = 76,641x^{0,4405}$
 $R^2 = 0,9873$

$y = 69x^{0,4517}$
 $R^2 = 0,9794$

Curva di Possibilità Pluviometrica



UDINE, T_R = 100 anni

ELABORAZIONE SECONDO GUMBEL

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a \cdot tc^n$

durate	n. campioni	media	s.q.m.	alfa	mu	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'	39	20,69	7,45	0,1722	17,3415	44,06	7,1538	0,2094
30'	49	26,91	9,3	0,138	22,7214	56,06	9,2857	0,0982
45'	37	33,52	12,04	0,1066	28,1081	71,26	6,4595	0,264
1 h	66	37,49	13,69	0,0937	31,3353	80,41	7,697	0,1737
3 h								
6 h								
12 h								
24 h								
2 gg								
3 gg								
4 gg								
5 gg								

a= 79,61

n= 0,4407

tc **h(tr)**

1	79,61
---	-------

Mediana Chi Quadro

7,4254

Mediana Indice di Adattamento

0,1916

ELABORAZIONE SECONDO LOG-NORMALE A 2 PARAMETRI

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a \cdot tc^n$

durate	n. campioni	media	s.q.m.	a	b	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'	39	20,69	7,45	6,5926	-8,5004	43,88	7,1538	0,2094
30'	49	26,91	9,3	6,8526	-9,6303	55,57	6,3469	0,2739
45'	37	33,52	12,04	6,611	-9,9101	70,94	9,0541	0,1069
1 h	66	37,49	13,69	6,5088	-10,0678	80,21	6,7273	0,2417
3 h								
6 h								
12 h								
24 h								
2 gg								
3 gg								
4 gg								
5 gg								

a= 79,27

n= 0,4419

tc **h(tr)**

1	79,27
---	-------

Mediana Chi Quadro

6,9406

Mediana Indice di Adattamento

0,2256

ELABORAZIONE SECONDO FULLER-COUTAGNE

durate	n. campioni	media	s.q.m.	q1	beta	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'	39	20,69	7,45	13,243	1,2966	47,58	7,1538	0,2094
30'	49	26,91	9,3	17,6067	1,217	60,46	6,0204	0,3042
45'	37	33,52	12,04	21,4883	1,2906	76,95	3,8649	0,569
1 h	66	37,49	13,69	23,808	1,3245	86,88	3,5758	0,612
3 h								
6 h								
12 h								
24 h								
2 gg								
3 gg								
4 gg								
5 gg								

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a \cdot tc^n$

a= 85,97

n= 0,441

tc h(tr)

1	85,97
---	-------

Mediana Chi Quadro

4,9427

Mediana Indice di Adattamento

0,4366

ELABORAZIONE SECONDO PEARSON A 2 PARAMETRI

durate	n. campioni	media	s.q.m.	alfa	gamma	f	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'	39	20,69	7,45	0,3727	7,7124	15,4248	41,03	3,4615	0,6292
30'	49	26,91	9,3	0,3111	8,3713	16,7426	51,43	12,8776	0,0246
45'	37	33,52	12,04	0,2314	7,7581	15,5162	66,07	17,2703	0,004
1 h	66	37,49	13,69	0,2002	7,5054	15,0108	76,38	8,1818	0,1465
3 h									
6 h									
12 h									
24 h									
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a \cdot tc^n$

a= 74,63

n= 0,4517

tc h(tr)

1	74,63
---	-------

Mediana Chi Quadro

10,5297

Mediana Indice di Adattamento

0,0856

$T_R = 100$ anni

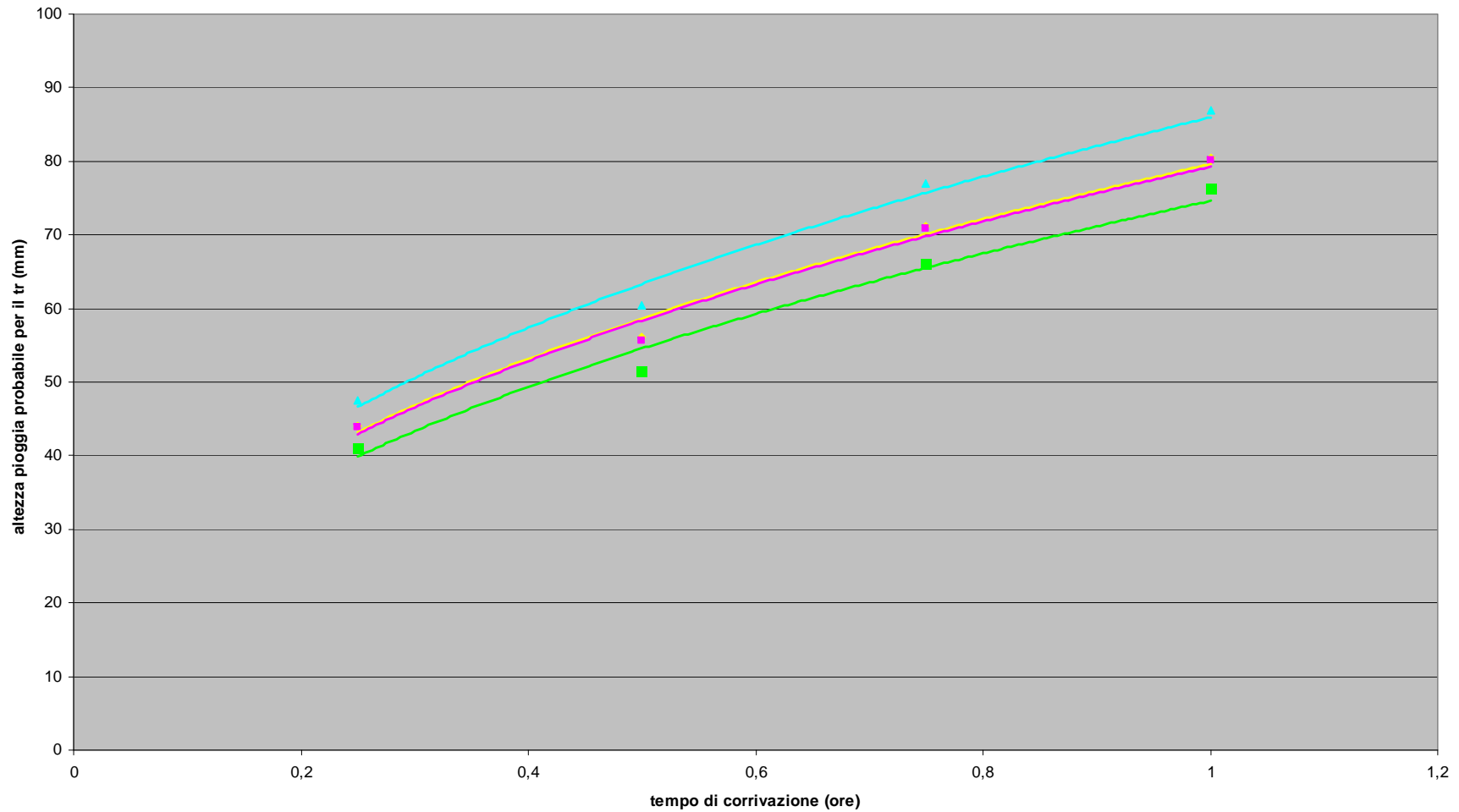
$y = 79,611x^{0,4407}$
 $R^2 = 0,987$

$y = 79,273x^{0,4419}$
 $R^2 = 0,9849$

$y = 85,974x^{0,4411}$
 $R^2 = 0,9864$

$y = 74,63x^{0,4517}$
 $R^2 = 0,9784$

Curva di Possibilità Pluviometrica



- ◆ GUMBEL
- LOG-NORMALE A 2 PARAMETRI
- ▲ FULLER-COUTAGNE
- PEARSON A 2 PARAMETRI
- Curva GUMBEL
- Curva LOG-NORMALE A 2 PARAMETRI
- Curva FULLER-COUTAGNE
- Curva PEARSON A 2 PARAMETRI

STAZIONE PLUVIOGRAFICA DI CISERIIS: PRECIPITAZIONI ORARIE (IN mm)

Anno	1 ora	Anno	3 ore	Anno	6 ore	Anno	12 ore	Anno	24 ore
1923	34,0	1924	75,4	1924	91,4	1924	91,4	1923	72,2
1924	54,0	1928	43,0	1925	55,0	1925	58,5	1924	91,4
1925	43,3	1936	47,2	1928	76,0	1928	83,0	1925	122,0
1926	58,0	1937	57,6	1936	57,4	1936	88,4	1927	132,8
1927	40,4	1938	62,4	1937	61,2	1937	95,0	1928	83,0
1928	25,0	1939	55,2	1938	80,4	1938	126,0	1936	89,8
1936	46,8	1940	66,0	1939	57,2	1939	68,0	1937	113,0
1937	38,6	1941	77,0	1940	99,8	1940	116,4	1938	192,6
1938	59,0	1942	66,4	1941	87,0	1941	113,8	1939	100,0
1939	50,8	1943	68,6	1942	84,0	1942	106,0	1940	126,4
1940	50,0	1947	31,6	1943	70,0	1943	87,0	1941	126,2
1941	47,0	1948	49,6	1947	48,2	1947	74,8	1942	110,4
1942	52,0	1949	44,0	1948	55,0	1948	68,8	1943	112,2
1943	55,0	1950	43,4	1949	51,0	1949	75,0	1945	91,4
1947	25,0	1951	68,4	1950	68,4	1950	87,2	1946	114,8
1948	33,2	1952	46,0	1951	71,8	1951	81,4	1947	130,8
1949	31,0	1953	59,2	1952	64,0	1952	104,6	1948	112,5
1950	26,2	1954	60,8	1953	59,4	1953	59,4	1949	121,0
1951	50,2	1955	62,2	1954	77,0	1954	94,2	1950	113,4
1952	26,8	1956	89,4	1955	65,0	1955	69,4	1951	163,0
1953	51,4	1957	28,8	1956	99,0	1956	112,8	1952	170,0
1954	48,6	1958	109,4	1957	32,2	1957	44,0	1953	65,6
1955	42,2	1959	85,0	1958	138,8	1958	146,4	1954	116,8
1956	65,4	1960	52,4	1959	88,2	1959	94,2	1955	75,0
1957	25,6	1961	85,6	1960	76,8	1960	134,6	1956	119,0
1958	72,0	1962	29,2	1961	85,8	1961	109,8	1957	81,8
1959	54,0	1963	70,0	1962	61,0	1962	68,6	1958	165,6
1960	48,4	1964	82,8	1963	70,4	1963	103,8	1959	131,6
1961	52,0	1965	47,8	1964	110,0	1964	127,0	1960	164,4
1962	24,2	1967	117,4	1965	76,0	1965	121,8	1961	110,4
1963	42,8	1968	126,6	1967	136,0	1967	154,8	1962	105,0
1964	44,2	1969	50,8	1968	128,0	1968	131,2	1963	157,2
1965	39,8	1970	82,2	1969	60,0	1969	70,8	1964	149,8

Anno	1 ora
1967	58,8
Anno	1 ora
1968	68,0
1969	29,4
1970	59,0
1971	37,4
1972	34,2
1973	59,2
1974	31,4
1975	35,4
1976	38,4
1978	23,0
1981	36,8
1983	25,4
1985	18,6
1988	47,2
1989	33,4
1990	38,6
1991	91,2
1992	37,2
1993	27,6
1994	36,6
1995	34,6
1996	69,4
1997	46,6
1998	79,0

Anno	3 ore
1971	59,4
Anno	3 ore
1972	75,0
1973	95,6
1974	44,6
1975	41,0
1976	49,4
1978	31,0
1981	62,0
1983	61,4
1985	21,6
1988	64,4
1989	39,6
1990	62,2
1991	218,4
1992	63,2
1993	35,6
1994	44,6
1995	45,0
1996	72,8
1997	58,8
1998	106,6

Anno	6 ore
1970	84,8
Anno	6 ore
1971	113,0
1972	112,2
1973	109,6
1974	44,6
1975	47,8
1976	56,4
1978	42,2
1981	108,8
1983	81,2
1985	39,0
1988	78,8
1989	50,4
1990	62,6
1991	280,2
1992	63,4
1993	46,6
1994	60,2
1995	54,6
1996	74,2
1997	101,8
1998	140,2

Anno	12 ore
1970	84,8
Anno	12 ore
1971	157,2
1972	130,8
1973	124,6
1974	62,0
1975	79,2
1976	85,0
1978	68,8
1981	121,4
1983	91,2
1985	52,6
1988	79,6
1989	67,2
1990	72,2
1991	299,0
1992	80,0
1993	53,2
1994	80,2
1995	77,0
1996	87,0
1997	102,0
1998	161,0

Anno	24 ore
1965	180,6
Anno	24 ore
1967	157,4
1968	133,4
1969	94,2
1970	85,2
1971	169,8
1972	167,2
1973	144,8
1974	76,5
1975	101,6
1976	90,4
1978	114,0
1981	151,8
1983	170,0
1985	78,8
1988	93,0
1989	85,3
1990	98,4
1991	308,4
1992	109,2
1993	99,6
1994	88,6
1995	105,0
1996	118,6
1997	132,4
1998	184,4

CISERIIS, T_R = 10 anni

ELABORAZIONE SECONDO GUMBEL

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a*tc^n$

durate	n. campioni	media	s.q.m.	alfa	mu	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'								
30'								
45'								
1 h	58	44,02	15,06	0,0852	37,2455	63,66	6,2759	0,2803
3 h	54	64,7	30,96	0,0414	50,7653	105,06	11,7778	0,038
6 h	55	79,89	37,85	0,0339	62,8583	129,25	11,4727	0,0428
12 h	55	97,89	39,38	0,0326	80,1713	149,24	6,8182	0,2345
24 h	59	123,22	40,32	0,0318	105,0725	175,79	2,9661	0,7052
2 gg								
3 gg								
4 gg								
5 gg								

a= 68,88

n= 0,3137

tc h(tr)

1	68,88
---	-------

Mediana Chi Quadro

6,8182

Mediana Indice di Adattamento

0,2345

ELABORAZIONE SECONDO LOG-NORMALE A 2 PARAMETRI

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a*tc^n$

durate	n. campioni	media	s.q.m.	a	b	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'								
30'								
45'								
1 h	58	44,02	15,06	6,9195	-11,2071	63,8	8,4828	0,1316
3 h	54	64,7	30,96	5,0696	-8,9534	104,44	12,6667	0,0267
6 h	55	79,89	37,85	5,1154	-9,507	128,54	5,9455	0,3116
12 h	55	97,89	39,38	5,9436	-11,6385	149,21	4,4909	0,4811
24 h	59	123,22	40,32	7,2178	-14,9305	176,25	4,322	0,504
2 gg								
3 gg								
4 gg								
5 gg								

a= 68,73

n= 0,3142

tc h(tr)

1	68,73
---	-------

Mediana Chi Quadro

5,9455

Mediana Indice di Adattamento

0,3116

ELABORAZIONE SECONDO FULLER-COUTAGNE

durate	n. campioni	media	s.q.m.	q1	beta		valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'									
30'									
45'									
1 h	58	44,02	15,06	28,9627	1,1981		63,66	12,3448	0,0304
3 h	54	64,7	30,96	33,7386	2,1142		105,07	8,5185	0,1299
6 h	55	79,89	37,85	42,0406	2,0745		129,25	4,2	0,521
12 h	55	97,89	39,38	58,5118	1,5508		149,25	3,6182	0,6056
24 h	59	123,22	40,32	82,8981	1,1206		175,79	4,5932	0,4675
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a*tc^n$

a= 68,88
n= 0,3137

tc h(tr)

1	68,88
---	-------

Mediana Chi Quadro
4,5932

Mediana Indice di Adattamento
0,4675

ELABORAZIONE SECONDO PEARSON A 2 PARAMETRI

durate	n. campioni	media	s.q.m.	alfa	gamma	f	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'									
30'									
45'									
1 h	58	44,02	15,06	0,1941	8,545	17,0901	63,8	5,1724	0,3952
3 h	54	64,7	30,96	0,0675	4,3674	8,7348	98,97	10,5926	0,0601
6 h	55	79,89	37,85	0,0558	4,4551	8,9102	119,8	13,2182	0,0214
12 h	55	97,89	39,38	0,0631	6,1792	12,3583	146,93	11,4727	0,0428
24 h	59	123,22	40,32	0,0758	9,34	18,6801	171,43	5,1356	0,3996
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a*tc^n$

a= 66,94
n= 0,31

tc h(tr)

1	66,94
---	-------

Mediana Chi Quadro
10,5926

Mediana Indice di Adattamento
0,0601

$T_R = 10$ anni

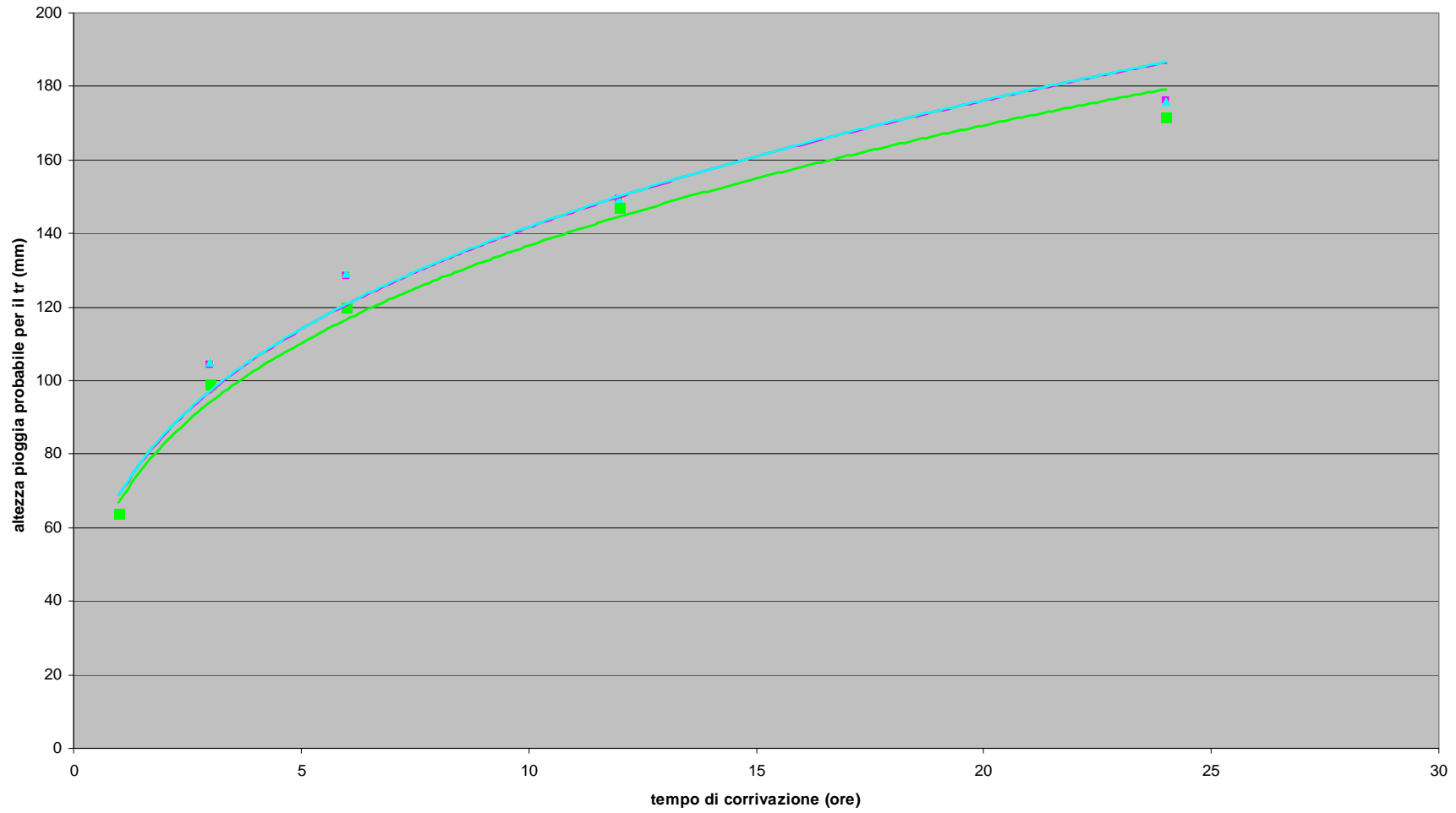
$y = 68,879x^{0,3137}$
 $R^2 = 0,9669$

$y = 68,725x^{0,3142}$
 $R^2 = 0,9706$

$y = 68,881x^{0,3137}$
 $R^2 = 0,9669$

$y = 66,941x^{0,31}$
 $R^2 = 0,9868$

Curva di Possibilità Pluviometrica



- ◆ GUMBEL
- ◆ LOG-NORMALE A 2 PARAMETRI
- ▲ FULLER-COUTAGNE
- PEARSON A 2 PARAMETRI
- Curva GUMBEL
- Curva LOG-NORMALE A 2 PARAMETRI
- Curva FULLER-COUTAGNE
- Curva PEARSON A 2 PARAMETRI

CISERIIS, T_R = 25 anni

ELABORAZIONE SECONDO GUMBEL

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a \cdot tc^n$

durate	n. campioni	media	s.q.m.	alfa	mu		valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'									
30'									
45'									
1 h	58	44,02	15,06	0,0852	37,2455		74,79	6,2759	0,2803
3 h	54	64,7	30,96	0,0414	50,7653		127,94	11,7778	0,038
6 h	55	79,89	37,85	0,0339	62,8583		157,22	11,4727	0,0428
12 h	55	97,89	39,38	0,0326	80,1713		178,35	6,8182	0,2345
24 h	59	123,22	40,32	0,0318	105,0725		205,58	2,9661	0,7052
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

a= 82,57
n= 0,3116

tc h(tr)

1	82,57
---	-------

Mediana Chi Quadro

6,8182

Mediana Indice di Adattamento

0,2345

ELABORAZIONE SECONDO LOG-NORMALE A 2 PARAMETRI

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a \cdot tc^n$

durate	n. campioni	media	s.q.m.	a	b		valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'									
30'									
45'									
1 h	58	44,02	15,06	6,9195	-11,2071		74,58	8,4828	0,1316
3 h	54	64,7	30,96	5,0696	-8,9534		129,25	12,6667	0,0267
6 h	55	79,89	37,85	5,1154	-9,507		158,76	5,9455	0,3116
12 h	55	97,89	39,38	5,9436	-11,6385		178,94	4,4909	0,4811
24 h	59	123,22	40,32	7,2178	-14,9305		204,7	4,322	0,504
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

a= 82,94
n= 0,3109

tc h(tr)

1	82,94
---	-------

Mediana Chi Quadro

5,9455

Mediana Indice di Adattamento

0,3116

ELABORAZIONE SECONDO FULLER-COUTAGNE

durate	n. campioni	media	s.q.m.	q1	beta		valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'									
30'									
45'									
1 h	58	44,02	15,06	28,9627	1,1981		77,47	12,3448	0,0304
3 h	54	64,7	30,96	33,7386	2,1142		133,46	8,5185	0,1299
6 h	55	79,89	37,85	42,0406	2,0745		163,96	4,2	0,521
12 h	55	97,89	39,38	58,5118	1,5508		185,36	3,6182	0,6056
24 h	59	123,22	40,32	82,8981	1,1206		212,76	4,5932	0,4675
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a*tc^n$

a= 85,87

n= 0,3112

tc h(tr)

1	85,87
---	-------

Mediana Chi Quadro

4,5932

Mediana Indice di Adattamento

0,4675

ELABORAZIONE SECONDO PEARSON A 2 PARAMETRI

durate	n. campioni	media	s.q.m.	alfa	gamma	f	valore probabile per il Tr	Chi Quadro	Indice Adattamento
15'									
30'									
45'									
1 h	58	44,02	15,06	0,1941	8,545	17,0901	73,27	5,1724	0,3952
3 h	54	64,7	30,96	0,0675	4,3674	8,7348	119,77	10,5926	0,0601
6 h	55	79,89	37,85	0,0558	4,4551	8,9102	144,99	13,2182	0,0214
12 h	55	97,89	39,38	0,0631	6,1792	12,3583	172,56	11,4727	0,0428
24 h	59	123,22	40,32	0,0758	9,34	18,6801	196,2	5,1356	0,3996
2 gg									
3 gg									
4 gg									
5 gg									

curva di possibilità pluviometrica $h(tr) = a*tc^n$

a= 79,15

n= 0,3074

tc h(tr)

1	79,15
---	-------

Mediana Chi Quadro

10,5926

Mediana Indice di Adattamento

0,0601

$T_R = 25$ anni

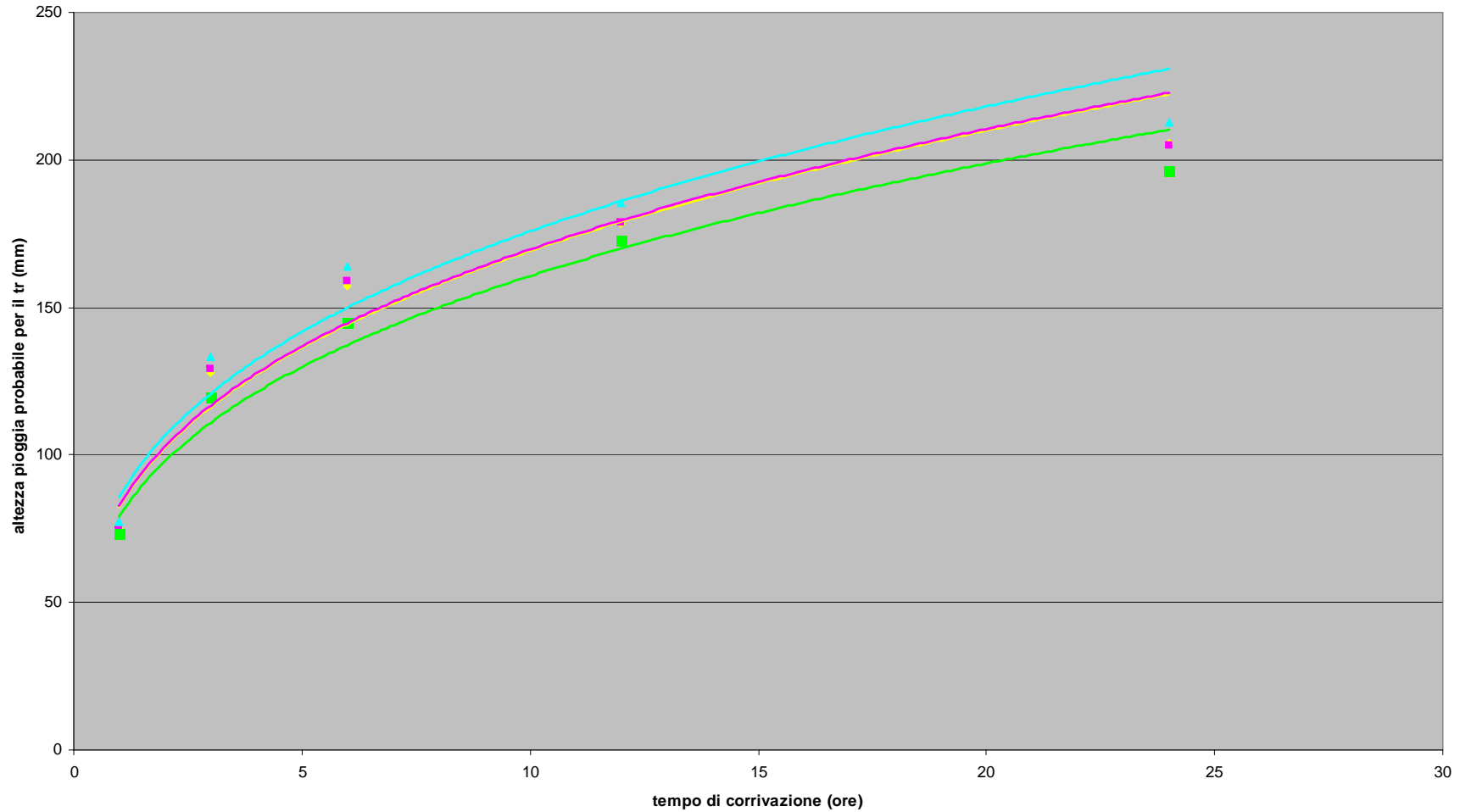
$y = 82,573x^{0,3116}$
 $R^2 = 0,9478$

$y = 82,942x^{0,3109}$
 $R^2 = 0,94$

$y = 85,87x^{0,3112}$
 $R^2 = 0,9436$

$y = 79,149x^{0,3074}$
 $R^2 = 0,9666$

Curva di Possibilità Pluviometrica



- ◆ GUMBEL
- LOG-NORMALE A 2 PARAMETRI
- ▲ FULLER-COUTAGNE
- PEARSON A 2 PARAMETRI
- Curva GUMBEL
- Curva LOG-NORMALE A 2 PARAMETRI
- Curva FULLER-COUTAGNE
- Curva PEARSON A 2 PARAMETRI

**Allegato n. 2: TABULATI DI CALCOLO DEI
CANALI IRRIGUI**

Profile Output Table - Standard Table 1

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: San Vito Reach: San Vito Profile: PF 1

Rivers = 1
 # Hydraulic Reaches = 1
 # River Stations = 29
 # Plans = 1
 # Profiles = 1

Reach	River Sta	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude	# Chl
San Vito	25	4.00	59.72	60.44		60.57	0.001402	1.60	2.50	4.29		0.67
San Vito	24	4.00	59.68	60.22	60.22	60.45	0.003260	2.12	1.89	4.19		1.01
San Vito	23	4.00	59.19	59.97		60.18	0.002542	2.06	1.94	2.50		0.75
San Vito	22	4.00	59.18	59.95	59.82	60.17	0.002585	2.07	1.93	2.50		0.75
San Vito	21.5	Bridge										
San Vito	21	4.00	59.16	59.80	59.80	60.12	0.004492	2.51	1.59	2.50		1.01
San Vito	20.0	4.00	58.16	58.95		59.16	0.002471	2.04	1.96	2.50		0.73
San Vito	19.0	4.00	58.09	58.86	58.73	59.08	0.002571	2.07	1.94	2.50		0.75
San Vito	18	Bridge										
San Vito	17.0	4.00	57.84	58.48	58.48	58.80	0.004488	2.51	1.59	2.50		1.00
San Vito	16.0	4.00	57.84	58.48	58.43	58.68	0.002522	2.01	1.99	3.77		0.88
San Vito	15.0	4.00	57.50	58.36		58.46	0.000884	1.39	2.88	4.22		0.54
San Vito	14.0	4.00	57.37	58.34	57.96	58.41	0.000569	1.18	3.38	4.45		0.43
San Vito	13.5	Bridge										
San Vito	13.0	4.00	57.18	57.83		58.03	0.002285	1.94	2.06	3.81		0.84
San Vito	11.0	4.00	57.05	57.79		57.93	0.001523	1.68	2.38	3.97		0.69
San Vito	10.0	4.00	56.96	57.76		57.88	0.001142	1.52	2.63	4.10		0.60
San Vito	9.0	4.00	56.92	57.75		57.86	0.000997	1.45	2.76	4.16		0.57
San Vito	8.0	4.00	56.87	57.74	57.46	57.84	0.000841	1.36	2.94	4.24		0.52
San Vito	7.5	Bridge										
San Vito	7.0	4.00	56.84	57.50		57.69	0.002240	1.92	2.08	3.82		0.83
San Vito	6.0	4.00	56.53	57.49		57.56	0.000605	1.21	3.30	4.41		0.45
San Vito	5.0	4.00	56.36	57.48	56.95	57.53	0.000342	0.99	4.06	4.74		0.34
San Vito	4.5	Bridge										
San Vito	4.0	4.00	56.32	57.31		57.40	0.000804	1.35	2.96	3.49		0.47
San Vito	3.0	4.00	56.31	57.26		57.36	0.000925	1.42	2.81	3.45		0.50
San Vito	2.0	4.00	56.31	57.12		57.27	0.001524	1.70	2.35	3.31		0.64
San Vito	1.0	4.00	56.31	57.11		57.26	0.001596	1.73	2.31	3.30		0.66
San Vito	0.1	4.00	56.30	57.04	56.91	57.22	0.002000	1.87	2.14	3.24		0.74

Profile Output Table - Standard Table 1

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: Martignacco Reach: Martignacco Profile: PF 1

Rivers = 1
 # Hydraulic Reaches = 1
 # River Stations = 33
 # Plans = 1
 # Profiles = 1

Reach	River Sta	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude	# Chl
Martignacco	31.0	2.00	56.79	57.45		57.52	0.001499	1.15	1.75	3.27		0.50
Martignacco	30.0	2.00	56.59	57.06	57.06	57.29	0.008533	2.15	0.93	2.00		1.01
Martignacco	29.0	2.00	55.76	56.53		56.62	0.000901	1.30	1.54	2.00		0.47
Martignacco	28	2.00	55.75	56.53	56.22	56.61	0.000870	1.28	1.56	2.00		0.46
Martignacco	27.5	Bridge										
Martignacco	27.0	2.00	55.72	56.50		56.59	0.000858	1.27	1.57	2.00		0.46
Martignacco	26.9	2.00	55.72	56.50		56.59	0.000860	1.27	1.57	2.00		0.46
Martignacco	26.1	2.00	55.69	56.48		56.56	0.000845	1.27	1.58	2.00		0.46
Martignacco	26.0	2.00	55.69	56.48	56.16	56.56	0.000846	1.27	1.58	2.00		0.46
Martignacco	24	Bridge										
Martignacco	23.0	2.00	55.66	56.45		56.54	0.000831	1.26	1.59	2.00		0.45
Martignacco	22.9	2.00	55.66	56.45		56.50	0.000342	0.90	2.22	3.59		0.37
Martignacco	22.0	2.00	55.51	56.42		56.45	0.000206	0.75	2.66	3.83		0.29
Martignacco	19.0	2.00	55.49	56.43		56.45	0.000154	0.66	3.04	4.49		0.26
Martignacco	18.5	2.00	55.43	56.42		56.44	0.000278	0.61	3.29	4.63		0.23
Martignacco	18	2.00	55.43	56.38	55.90	56.44	0.001149	1.05	1.90	2.00		0.34
Martignacco	17.5	Culvert										
Martignacco	17.0	2.00	55.43	56.12		56.23	0.002762	1.45	1.38	2.00		0.56
Martignacco	16.5	2.00	55.43	56.12	55.86	56.17	0.001158	1.03	1.94	3.63		0.45
Martignacco	14.5	2.00	54.94	55.37	55.37	55.56	0.006499	1.91	1.05	2.86		1.01
Martignacco	14.0	2.00	54.51	55.22		55.32	0.001122	1.40	1.42	2.00		0.53
Martignacco	13.0	2.00	54.50	55.22		55.32	0.001088	1.39	1.44	2.00		0.52
Martignacco	12.0	2.00	54.50	55.22	54.97	55.32	0.001096	1.39	1.44	2.00		0.52
Martignacco	11	Bridge										
Martignacco	10.0	2.00	54.45	55.14		55.25	0.001221	1.45	1.38	2.00		0.56
Martignacco	9.5	2.00	54.45	55.14	54.88	55.20	0.000559	1.08	1.86	3.38		0.46
Martignacco	9.0	2.00	54.30	54.73	54.73	54.92	0.002875	1.91	1.05	2.86		1.01
Martignacco	8.0	2.00	53.00	53.65		53.77	0.001458	1.54	1.30	2.00		0.61
Martignacco	7.0	2.00	53.00	53.65	53.47	53.77	0.001481	1.55	1.29	2.00		0.62
Martignacco	4	Bridge										
Martignacco	1.1	2.00	52.93	53.51		53.66	0.002035	1.73	1.15	2.00		0.73

Martignacco	1.0	2.00	52.93	53.51	53.36	53.60	0.001065	1.35	1.48	3.15	0.63
Martignacco	0.0	2.00	52.86	53.29	53.29	53.48	0.002871	1.91	1.05	2.86	1.01

Profile Output Table - Standard Table 1

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: Canale di Passon Reach: Passons Profile: PF 1

Rivers = 1
 # Hydraulic Reaches = 1
 # River Stations = 10
 # Plans = 1
 # Profiles = 1

Reach	River Sta	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude	# Chl
Passons	7.0	0.50	66.42	66.69		66.71	0.001304	0.67	0.74	3.04		0.43
Passons	6.0	0.50	66.37	66.65	66.53	66.67	0.001173	0.65	0.77	3.05		0.41
Passons	5.5	0.50	66.30	66.46	66.46	66.53	0.007993	1.21	0.41	2.81		1.01
Passons	5.0	0.50	65.80	66.09		66.11	0.001011	0.62	0.81	3.08		0.39
Passons	4.0	0.50	65.80	66.08	65.96	66.10	0.001074	0.63	0.79	3.07		0.40
Passons	3.7	Bridge										
Passons	3.5	0.50	65.76	66.03		66.05	0.001282	0.67	0.75	3.04		0.43
Passons	3.0	0.50	65.76	66.03		66.05	0.001313	0.67	0.74	3.04		0.44
Passons	2.0	0.50	65.60	65.87	65.76	65.89	0.001249	0.66	0.75	3.07		0.43
Passons	1.0	0.50	65.50	65.71	65.66	65.75	0.003000	0.88	0.57	2.92		0.64

**Allegato n. 3: CALCOLO DELLE PORTATE
DEI FOSSI DI GUARDIA**

ASSE PRINCIPALE

Tratto 76 - 132: Tempo di ritorno 25 anni					
lunghezza	scabrezza				
2300	60	38.33333	8.915505		
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3		
0.4396	0.5604	0.22416	6.268747		
a	a^0.4				
64.91	0.334907				
i	i^0.3				
0.00155	0.143582				
esponente					
1.288926					
tempo di corrivazione					
5322.93	secondi	1.478592	ore		
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia		
0.75	34	78200	77.08624	mm	0.077086 m
portata					
0.849365	m3/s				
volume					
4521.108					
Tratto 132 - 149: tr = 25 anni					
lunghezza	scabrezza				
500	60	8.333333	3.568546		
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3		
0.4396	0.5604	0.22416	6.268747		
a	a^0.4				
64.91	0.334907				
i	i^0.3				
0.0157	0.287587				
esponente					
1.288926					
tempo di corrivazione					
667.9943	secondi	0.185554	ore		
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia		
0.75	34	17000	30.95502	mm	0.030955 m
portata					
0.590838	m3/s				
volume					
394.6765					
volume totale					
4915.785					

Tratto 149 - 167: Tempo di ritorno 25 anni

lunghezza scabrezza

450 75 6 2.930156

n 1-n (1-n)^{.4} 3600^{C3}

0.4396 0.5604 0.22416 6.268747

a a^{0.4}

64.91 0.334907

i i^{0.3}

0.0177 0.298121

esponente

1.288926

tempo di corrivazione

494.6572 secondi 0.137405 ore

deflusso larghezza superficie h pioggia

0.9 13.9 6255 27.12547 mm 0.027125 m

portata

0.308704 m³/s

volume

152.7028

Tratto 167 - 192: tr = 25 anni

lunghezza scabrezza

900 60 15 5.077556

n 1-n (1-n)^{.4} 3600^{C3}

0.4396 0.5604 0.22416 6.268747

a a^{0.4}

64.91 0.334907

i i^{0.3}

0.007 0.225699

esponente

1.288926

tempo di corrivazione

1438.256 secondi 0.399516 ore

deflusso larghezza superficie h pioggia

0.75 34 30600 43.36565 mm 0.043366 m

portata

0.691978 m³/s

volume

995.2416

volume totale

1147.944

Tratto 230 - 257: Tempo di ritorno 25 anni

lunghezza	scabrezza				
700	75	9.333333	3.819637		
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3		
0.4396	0.5604	0.22416	6.268747		
a	a^0.4				
64.91	0.334907				
i	i^0.3				
0.0049	0.202796				
esponente					
1.288926					
tempo di corrivazione					
1143.879	secondi	0.317744	ore		
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia		
1		17566.47	39.21253 mm	0.039213	m
portata					
0.602184	m3/s				
volume					
688.8258					

Tratto 263 - 288: tr = 25 anni

lunghezza	scabrezza				
650	75	8.666667	3.653518		
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3		
0.4396	0.5604	0.22416	6.268747		
a	a^0.4				
64.91	0.334907				
i	i^0.3				
0.014	0.277868				
esponente					
1.288926					
tempo di corrivazione					
719.7657	secondi	0.199935	ore		
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia		
1		14928.3	31.98764 mm	0.031988	m
portata					
0.66344	m3/s				
volume					
477.5212					
volume totale					
1166.347					

S.C. CARPENETO-ORGNANO

S.C. Carpeneto - Orgnano - Tratto 2419 - 2413: Tr = 25 anni					
lunghezza	scabrezza				
182.652	75	2.43536	1.705838		
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3		
0.4396	0.5604	0.22416	6.268747		
a	a^0.4				
64.91	0.334907				
i	i^0.3				
0.02	0.309249				
Esponente					
1.288926					
tempo di corrivazione					
234.9372	secondi	0.06526	ore		
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia		
1		1836.4	19.55381	mm	0.019554 m
portata					
0.152843	m3/s				
volume					
35.90862					
S.C. Carpeneto - Orgnano - Tratto 2425 - 2435: tr = 25 anni					
lunghezza	scabrezza				
303.658	75	4.048773	2.314164		
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3		
0.4396	0.5604	0.22416	6.268747		
a	a^0.4				
64.91	0.334907				
i	i^0.3				
0.013	0.271758				
esponente					
1.288926					
tempo di corrivazione					
411.1688	secondi	0.114214	ore		
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia		
1	0	3228.5	25.00831	mm	0.025008 m
portata					
0.196365	m3/s				
volume					
80.73932					
volume totale					
116.6479					

S.P. n. 89

S.P. 89 Tr = 25 anni					
lunghezza	scabrezza				
2238	75	29.84	7.671482		
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3		
0.4396	0.5604	0.22416	6.268747		
a	a^0.4				
64.91	0.334907				
i	i^0.3				
0.0049	0.202796				
esponente					
1.288926					
tempo di corrivazione					
2810.221	secondi	0.780617	ore		
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia		
0.8	34	76092	58.21399	mm	0.058214 m
portata					
1.261002	m3/s				
volume					
3543.695					

1_TRATTO 2572 - 2565

Tr = 25 anni

lunghezza scabrezza

184 75 2.453333 1.713380957

n 1-n (1-n)*.4 3600^C3

0.4396 0.5604 0.22416 6.268747376

a a^0.4

64.91 0.334907

i i^0.3

0.03 0.34925

esponente

1.288926

tempo di corrivazione

201.9905 secondi 0.056108 ore

deflusso larghezza superficie h pioggia

0.8 23 4232 18.29719331 mm 0.018297 m

portata

0.306683 m3/s

volume

61.94698

2_TRATTO 2565 - 2558A

Tr = 25 anni

lunghezza scabrezza

639 75 8.52 3.616294217

n 1-n (1-n)*.4 3600^C3

0.4396 0.5604 0.22416 6.268747376

a a^0.4

64.91 0.334907

i i^0.3

0.0166 0.292437

esponente

1.288926

tempo di corrivazione

665.0468 secondi 0.184735 ore

deflusso larghezza superficie h pioggia

0.8 28.87 18447.93 30.89490513 mm 0.030895 m

portata portata/2

0.685602 m3/s 0.342801 m3/s

volume

455.9576

3_ TRATTO 2558A - 2550

Tr = 25 anni

lunghezza	scabrezza					
1053	65	16.2	5.31751849			
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3			
0.4396	0.5604	0.22416	6.268747376			
a	a^0.4					
64.91	0.334907					
i	i^0.3					
0.0098	0.249671					
esponente						
1.288926						
tempo di corrivazione						
1340.233	secondi	0.372287	ore			
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia			
0.8	30.4	32011.2	42.04065425	mm	0.042041	m
portata		portata/2				
0.803306	m3/s	0.401653	m3/s			
volume						
1076.617						

4_ TRATTO 2550 - 2540

Tr = 25 anni

lunghezza	scabrezza					
1437	75	19.16	5.880812094			
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3			
0.4396	0.5604	0.22416	6.268747376			
a	a^0.4					
64.91	0.334907					
i	i^0.3					
0.0071	0.226661					
esponente						
1.288926						
tempo di corrivazione						
1728.483	secondi	0.480134	ore			
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia			
0.8	31.74	45610.38	47.01523728	mm	0.047015	m
portata		portata/2				
0.992492	m3/s	0.496246	m3/s			
volume						
1715.506						

5_ TRATTO 2540 - 2532

Tr = 25 anni

lunghezza	scabrezza					
1777	70	25.38571	6.962314427			
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3			
0.4396	0.5604	0.22416	6.268747376			
a	a^0.4					
64.91	0.334907					
i	i^0.3					
0.0057	0.212208					
esponente						
1.288926						
tempo di corrivazione						
2339.091	secondi	0.649747	ore			
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia			
0.8	31.82	56544.14	53.70245511	mm	0.053702	m
portata		portata/2				
1.038543	m3/s	0.519272	m3/s			
volume						
2429.247						

6_ TRATTO 2532 - 2523

Tr = 25 anni

lunghezza	scabrezza					
2144	75	28.58667	7.476496091			
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3			
0.4396	0.5604	0.22416	6.268747376			
a	a^0.4					
64.91	0.334907					
i	i^0.3					
0.0048	0.201545					
esponente						
1.288926						
tempo di corrivazione						
2740.258	secondi	0.761183	ore			
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia			
0.8	30.82	66078.08	57.57237253	mm	0.057572	m
portata		portata/2				
1.110632	m3/s	0.555316	m3/s			
volume						
3043.417						

7_TRATTO 2523 - 2521

Tr = 25 anni

lunghezza	scabrezza					
2238	75	29.84	7.671482369			
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3			
0.4396	0.5604	0.22416	6.268747376			
a	a^0.4					
64.91	0.334907					
i	i^0.3					
0.0049	0.202796					
esponente						
1.288926						
tempo di corrivazione						
2810.221	secondi	0.780617	ore			
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia			
0.8	30.8	68930.4	58.21398624	mm	0.058214	m
portata		portata/2				
1.14232	m3/s	0.57116	m3/s			
volume						
3210.171						

**Allegato n. 4: CALCOLO DELLE PORTATE E
VERIFICHE IDRAULICHE DEI
COLLETTORI DEI TRATTI IN
TERRA ARMATA E DELLE
TUBAZIONI DEI VIADOTTI**

Si calcola la portata relativa al collettore maggiormente sollecitato, e cioè l'opera 1.

OPERA 1					
Tr = 25 anni					
lunghezza	Scabrezza				
440.4	90	4.893333	2.592763		
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3		
0.4396	0.5604	0.22416	6.268747		
a	a^0.4				
64.91	0.334907				
i	i^0.3				
0.0183	0.301117				
esponente					
1.288926					
tempo di corrivazione					
417.0885	secondi	0.115858	Ore		
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia		
1	16	7046.4	25.16595 mm	0.025166	m
Portata totale		Portata collettore			
0.42516	m ³ /s	0.21258			
volume					
177.3294					

VIADOTTO CORMOR

1°tratto

lunghezza scabrezza

140 100 1.4 1.2237052

n 1-n (1-n)*.4 3600^C3

0.4396 0.5604 0.22416 6.2687474

a a^0.4

64.91 0.334907

i i^0.3

0.0075 0.230419

esponente

1.288926

tempo di corrivazione

223.7292 secondi 0.062147 Ore

deflusso larghezza superficie h pioggia
1 10.6 1484 19.138112 mm 0.019138 m

portata

0.063472 m3/s

2°tratto

lunghezza scabrezza

110 100 1.1 1.0588529

n 1-n (1-n)*.4 3600^C3

0.4396 0.5604 0.22416 6.2687474

a a^0.4

64.91 0.334907

i i^0.3

0.0075 0.230419

esponente

1.288926

tempo di corrivazione

185.6628 secondi 0.051573 Ore

deflusso larghezza superficie h pioggia
1 10.6 1166 17.631632 mm 0.017632 m

portata

0.055365 m3/s

diametro Rh area portata
0.3766 0.09415 0.111335 0.199388 m3/s

0.3342 0.08355 0.087676 0.1449945 m3/s

0.2966 0.07415 0.069058 0.1054646 m3/s

0.2354 0.05885 0.043499 0.0569422 m3/s

VIADOTTO CORMOR 2**1°tratto**

lunghezza	scabrezza		
150	100	1.5	1.2754245
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3
0.4396	0.5604	0.22416	6.2687474
a	a^0.4		
64.91	0.334907		
i	i^0.3		
0.00028	0.085931		
esponente			
1.288926			

tempo di corrivazione

841.4593	secondi	0.233739	Ore		
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia		
1	13.7	2055	34.261438	mm	0.034261 m
portata					
0.041836	m3/s				

2°tratto

lunghezza	scabrezza		
110	100	1.1	1.0588529
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3
0.4396	0.5604	0.22416	6.2687474
a	a^0.4		
64.91	0.334907		
i	i^0.3		
0.00028	0.085931		
esponente			
1.288926			

tempo di corrivazione

662.008	secondi	0.183891	Ore		
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia		
1	13.7	1507	30.832768	mm	0.030833 m
portata					
0.070188	m3/s				

3°tratto

lunghezza	scabrezza		
65	100	0.65	0.7722324
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3
0.4396	0.5604	0.22416	6.2687474
a	a^0.4		
64.91	0.334907		
i	i^0.3		
0.00028	0.085931		
esponente			
1.288926			

tempo di corrivazione

440.7248	secondi	0.122424	Ore		
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia		
1	13.7	890.5	25.783215	mm	0.025783 m
portata					
0.052096	m3/s				

4°tratto

lunghezza	scabrezza					
195	100	1.95	1.4928658			
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3			
0.4396	0.5604	0.22416	6.2687474			
a	a^0.4					
64.91	0.334907					
i	i^0.3					
0.00028	0.085931					
esponente						
1.288926						
tempo di corrivazione						
1030.746	secondi	0.286318	Ore			
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia			
1	13.7	2671.5	37.457825	mm	0.037458	m
portata						
0.048542	m3/s					
diametro	Rh	area	portata			
0.3766	0.09415	0.111335	0.059148	m3/s		
0.3342	0.08355	0.087676	0.0430123	m3/s		
0.2966	0.07415	0.069058	0.0312859	m3/s		
0.2354	0.05885	0.043499	0.0168918	m3/s		

VIADOTTO A23						
1°tratto						
lunghezza	scabrezza					
150	100	1.5	1.2754245			
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3			
0.4396	0.5604	0.22416	6.2687474			
a	a^0.4					
64.91	0.334907					
i	i^0.3					
0.0129	0.230419					
esponente						
1.288926						
tempo di corrivazione						
235.9907	secondi	0.065553	Ore			
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia			
1	11.8	1770	19.592308	Mm	0.019592	m
portata						
0.073474	m3/s					
2°tratto						
lunghezza	scabrezza					
110	100	1.1	1.0588529			
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3			
0.4396	0.5604	0.22416	6.2687474			
a	a^0.4					
64.91	0.334907					
i	i^0.3					
0.0129	0.230419					
esponente						
1.288926						
tempo di corrivazione						
185.6628	secondi	0.051573	ore			

deflusso	larghezza	superficie	h pioggia		
1	11.8	1298	17.631632	Mm	0.017632 m
portata					
0.061633	m3/s				
diametro	Rh	area	portata		
0.3766	0.09415	0.111335	0.2614949	m3/s	
0.3342	0.08355	0.087676	0.1901585	m3/s	
0.2966	0.07415	0.069058	0.1383155	m3/s	
0.2354	0.05885	0.043499	0.074679	m3/s	
3°tratto					
lunghezza	scabrezza				
50	100	0.5	0.659754		
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3		
0.4396	0.5604	0.22416	6.2687474		
a	a^0.4				
64.91	0.334907				
i	i^0.3				
0.001	0.230419				
esponente					
1.288926					
tempo di corrivazione					
100.9045	secondi	0.028029	ore		
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia		
1	11.8	590	13.485905	Mm	0.013486 m
portata					
0.039427	m3/s				
diametro	Rh	area	Portata		
0.2354	0.05885	0.043499	0.0207923	m3/s	
0.2966	0.07415	0.069058	0.0385102	m3/s	

**Allegato n. 5: VERIFICHE IDRAULICHE
DELLA RETE DI RACCOLTA**

SINTESI DELLE VERIFICHE IDRAULICHE A MOTO UNIFORME S.P. 89 - Tr = 25 ANNI

Intervallo Sezioni	Tipo Sezione	BASE [m]	ALTEZZA [m]	Ks	If di verifica	Q [m ³ /s]	Veloc. [m/s]	Quota scorr. a fine tratto [m]	h _{max} di calcolo [m]	VERIFICA su h
2572 - 2565 - DX	CANALETTA IN C.A. 490X550	0.490	0.550	75	0.0189	0.307	2.560	74.530	0.240	OK
2565 - 2558A - DX	CANALETTA IN C.A. 490X550	0.490	0.550	75	0.0060	0.343	1.680	71.870	0.420	OK
2565 - 2558A - SX	TRAPEZOIDALE B=500 H=550	0.500	0.550	60	0.0060	0.343	1.500	71.920	0.290	OK
2558A - 2550 - DX	TRAPEZOIDALE B=600 H=600	0.600	0.600	60	0.0006	0.402	0.680	71.550	0.520	OK
2558A - 2550 - SX	TRAPEZOIDALE B=600 H=600	0.600	0.600	60	0.0006	0.402	0.680	71.090	0.520	OK
2550 - 2540 - DX	TRAPEZOIDALE B=700 H=700	0.700	0.700	60	0.0006	0.497	0.720	71.220	0.550	OK
2550 - 2540 - SX	TOMBOTTO 1000X800	1.000	0.800	75	0.0006	0.497	0.790	70.450	0.630	OK
2540 - 2532 - DX	TRAPEZOIDALE B=700 H=700	0.700	0.700	60	0.0006	0.520	0.730	70.540	0.560	OK
2540 - 2532 - SX	TOMBOTTO 1000X800	1.000	0.800	75	0.0006	0.520	0.800	70.246	0.650	OK
2532 - 2523 - DX	TOMBOTTO 1000X800	1.000	0.800	75	0.0006	0.556	0.810	70.170	0.690	OK
2532 - 2523 - SX	TOMBOTTO 1000X800	1.000	0.800	75	0.0006	0.556	0.810	70.030	0.690	OK
2523 - 2521 - DX	TRAPEZOIDALE B=700 H=700	0.700	0.700	60	0.0006	0.572	0.750	70.121	0.590	OK
2523 - 2521 - SX	TRAPEZOIDALE B=700 H=700	0.700	0.700	60	0.0006	0.572	0.750	69.981	0.590	OK

VERIFICA IDRAULICA A MOTO UNIFORME COLLETTORE TRATTI IN TERRA ARMATA - Tr = 25 ANNI

Q max [m ³ /s]	TIPO CONDOTTA	DIAMETRO[m]	Gr	P. B. [m]	A. B. [m ²]	Rh [m]	Ks	If IMPOSTA	Q [m ³ /s]	VERIFICA su Q
0.213	PVC Ø 400	0.380	0.80	0.84	0.10	0.116	90	0.0183	281.00	OK

VERIFICA IDRAULICA A MOTO UNIFORME CANALETTE GRIGLIATE SULLE PISTE DI SVINCOLO - Tr = 25 ANNI

SVINCOLO	SUPERFICIE [m ²]	BASE [m]	ALTEZZA [m]	If di verifica	If reale	t _c [min]	h [mm]	Q _{max} di calcolo [l/s]	Q _{max} canale [l/s]	VERIFICA su Q
BASAGLIAPENTA Pista S.S. 13 -Tang. Sud (PN) I tratto	480	0.260	0.188	0.0150	0.0172	5	21.77	31.35	73.40	OK
BASAGLIAPENTA Pista S.S. 13 -Tang. Sud (PN) II tratto	1040	0.260	0.188	0.0200	0.0230	5	21.77	67.93	84.80	OK
BASAGLIAPENTA Pista Tang. Sud (UD)-S.S. 13 I tratto	440	0.260	0.188	0.0150	0.0190	5	21.77	28.74	75.40	OK
BASAGLIAPENTA Pista Tang. Sud (UD)-S.S. 13 II tratto	910	0.260	0.188	0.0200	0.0243	5	21.77	59.44	84.80	OK
S.P. n° 10 Pista Tang. Sud (PN)-S.P. n° 10 I tratto	515	0.260	0.188	0.0150	0.0186	5	21.77	33.64	77.40	OK
S.P. n° 10 Pista Tang. Sud (PN)-S.P. n° 10 II tratto	960	0.260	0.188	0.0200	0.0208	5	21.77	62.70	84.80	OK
S.S. n° 353 Pista S.P. n° 10-Tang. Sud (UD)	1410	0.260	0.188	0.0300	0.0274	5	21.77	92.10	103.90	OK

**Allegato n. 6: CALCOLO DELLE PORTATE E
DEI VOLUMI DEI DISOLEATORI**

Tratto 76 - 132: Tempo di ritorno 5 anni						
lunghezza	scabrezza					
2300	60	38.3333	8.9155			
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3			
0.4373	0.5627	0.22508	6.316152			
a	a^0.4					
47.1000	0.2946					
i	i^0.3					
0.0016	0.1436					
esponente						
1.2905						
tempo di corrivazione						
6284.2256	secondi	1.7456	ore			
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia			
0.75	34	78200	5	mm	0.005	m
portata						
46.66	l/s					
volume						
293.25	mc					
Tratto 132 - 149: Tempo di ritorno 5 anni						
lunghezza	scabrezza					
500	60	8.3333	3.5685			
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3			
0.4373	0.5627	0.22508	6.316152			
a	a^0.4					
47.1000	0.2946					
i	i^0.3					
0.0157	0.2876					
esponente						
1.2905						
tempo di corrivazione						
786.6901	secondi	0.2185	ore			
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia			
0.75	34	17000	5	mm	0.005	m
portata						
81.04	l/s					
volume						
63.75	mc					
portata accidentale		133.33	l/s			
volume accidentale:		40	mc			
PORTATA TOTALE:		220.21	l/s			
VOLUME TOTALE:		397.00	mc			

Tratto 149 - 167: Tempo di ritorno 5 anni						
lunghezza	scabrezza					
450	75	6.0000	2.9302			
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3			
0.4373	0.5627	0.22508	6.316152			
a	a^0.4					
47.1000	0.2946					
i	i^0.3					
0.0177	0.2981					

esponente						
1.2905						
tempo di corrivazione						
582.3451	secondi	0.1618	ore			
deflusso						
0.9	larghezza	superficie	h pioggia	mm	0.005	m
portata						
48.33	l/s					
volume						
28.15	mc					
Tratto 167 - 192: Tempo di ritorno 5 anni						
lunghezza						
900	scabrezza	15.0000	5.0776			
n						
0.4373	1-n	(1-n)*.4	3600^C3			
a						
47.1000	0.5627	0.22508	6.316152			
i						
0.0070	a^0.4					
esponente						
1.2905						
tempo di corrivazione						
1695.3625	secondi	0.4709	ore			
deflusso						
0.75	larghezza	superficie	h pioggia	mm	0.005	m
portata						
67.68	l/s					
volume						
114.75	mc					
portata accidentale						
		133.33	l/s			
volume accidentale:						
		40	mc			
PORTATA TOTALE:		204.92	l/s			
VOLUME TOTALE:		182.90	mc			

Tratto 230 - 257: Tempo di ritorno 5 anni						
lunghezza						
700	scabrezza	9.3333	3.8196			
n						
0.4373	1-n	(1-n)*.4	3600^C3			
a						
47.1000	0.5627	0.22508	6.316152			
i						
0.0049	a^0.4					
esponente						
1.2905						
tempo di corrivazione						
1347.9951	secondi	0.3744	ore			
deflusso						
1	larghezza	superficie	h pioggia	mm	0.005	m
portata						
65.16	l/s					
volume						
87.83	mc					

Tratto 263 - 288: Tempo di ritorno 5 anni						
lunghezza	scabrezza					
650	75	8.6667	3.6535			
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3			
0.4373	0.5627	0.22508	6.316152			
a	a^0.4					
47.1000	0.2946					
i	i^0.3					
0.0140	0.2779					
esponente						
1.2905						
tempo di corrivazione						
847.7358	secondi	0.2355	ore			
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia			
1		14928	5	mm	0.005	m
portata						
88.05	l/s					
volume						
74.64	mc					
portata accidentale		133.33	l/s			
volume accidentale:		40	mc			
PORTATA TOTALE:		262.36	l/s			
VOLUME TOTALE:		202.47	mc			

Tratto 346 - 388: Tempo di ritorno 5 anni						
lunghezza	scabrezza					
1083	60	18.05	5.674			
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3			
0.4373	0.5627	0.22508	6.316152			
a	a^0.4					
47.1000	0.2946					
i	i^0.3					
0.0051	0.2052					
esponente						
1.2905						
tempo di corrivazione						
2212.309	secondi	0.6145	ore			
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia			
1	30	32490	5	mm	0.005	m
portata						
55.07	l/s					
volume						
121.838	mc					
portata accidentale		133.33	l/s			
volume accidentale:		40	mc			
PORTATA TOTALE:		188.41	l/s			
VOLUME TOTALE:		161.84	mc			

S.P. 89: Tempo di ritorno 5 anni						
lunghezza	scabrezza					
2238	75	29.8400	7.6715			
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3			
0.4373	0.5627	0.22508	6.316152			
a	a^0.4					
47.1000	0.2946					
i	i^0.3					
0.0049	0.2028					
esponente						
1.2905						
tempo di corrivazione						
3315.2186	secondi	0.9209	ore			
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia			
0.8	34	76092	5	mm	0.005	m
portata						
91.81	l/s					
volume						
304.37	mc					
portata accidentale		133.33	l/s			
volume accidentale:		40	mc			
PORTATA TOTALE:		225.14	l/s			
VOLUME TOTALE:		344.37	mc			

Cormor - Tratto 1: Tempo di ritorno 5 anni						
lunghezza	scabrezza					
140	100	1.4000	1.2237			
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3			
0.4373	0.5627	0.22508	6.316152			
a	a^0.4					
47.1000	0.2946					
i	i^0.3					
0.0075	0.2304					
esponente						
1.2905						
tempo di corrivazione						
263.1416	secondi	0.0731	ore			
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia			
1	10.6	1484	5	mm	0.005	m
portata						
28.20	l/s					
volume						
7.42	mc					
Cormor - Tratto 2: Tempo di ritorno 5 anni						
lunghezza	scabrezza					
110	100	1.1000	1.0589			
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3			
0.4373	0.5627	0.22508	6.316152			
a	a^0.4					
47.1000	0.2946					

i	$i^{0.3}$					
0.0075	0.2304					
esponente						
1.2905						
tempo di corrivazione						
218.3211	secondi	0.0606	ore			
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia			
1	10.6	1166	5	mm	0.005	m
portata						
26.70	l/s					
volume						
5.83	mc					
portata accidentale		133.33	l/s			
volume accidentale:		40	mc			
PORTATA TOTALE:		183.43	l/s			
VOLUME TOTALE:		53.25	mc			

Cormor 2 - Tratto 3: Tempo di ritorno 5 anni						
lunghezza	scabrezza					
65	100	0.6500	0.7722			
n	1-n	$(1-n)^{.4}$	3600^{C3}			
0.4373	0.5627	0.22508	6.316152			
a	$a^{0.4}$					
47.1000	0.2946					
i	$i^{0.3}$					
0.0003	0.0859					
esponente						
1.2905						
tempo di corrivazione						
518.7810	secondi	0.1441	ore			
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia			
1	13.7	890.5	5	mm	0.005	m
portata						
4.29	l/s					
volume						
2.23	mc					
Cormor 2 - Tratto 1: Tempo di ritorno 5 anni						
lunghezza	scabrezza					
195	100	1.9500	1.4929			
n	1-n	$(1-n)^{.4}$	3600^{C3}			
0.4373	0.5627	0.22508	6.316152			
a	$a^{0.4}$					
47.1000	0.2946					
i	$i^{0.3}$					
0.0003	0.0859					
esponente						
1.2905						
tempo di corrivazione						
1214.5247	secondi	0.3374	ore			
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia			
1	13.7	2671.5	5	mm	0.005	m
portata						

5.50	l/s						
volume							
6.68	mc						
Cormor 2 - Tratto 2: Tempo di ritorno 5 anni							
lunghezza	scabrezza						
260	100	2.6000	1.7741				
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3				
0.4373	0.5627	0.22508	6.316152				
a	a^0.4						
47.1000	0.2946						
i	i^0.3						
0.0003	0.0859						
esponente							
1.2905							
tempo di corrivazione							
1517.5503	secondi	0.4215	ore				
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia				
1	13.7	3562	5	mm	0.005	m	
portata							
5.87	l/s						
volume							
8.91	mc						
portata accidentale		133.33	l/s				
volume accidentale:		40	mc				
PORTATA TOTALE:		148.99	l/s				
VOLUME TOTALE:		55.58	mc				

A 23 - Tratto 1: Tempo di ritorno 5 anni							
lunghezza	scabrezza						
150	100	1.5	1.275425				
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3				
0.4373	0.5627	0.22508	6.316152				
a	a^0.4						
47.1000	0.294583						
i	i^0.3						
0.0129	0.230419						
esponente							
1.290456							
tempo di corrivazione							
277.5807	secondi	0.077106	ore				
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia				
1	11.8	1770	5	mm	0.005	m	
portata							
31.88	l/s						
volume							
8.85	mc						
A 23 - Tratto 2: Tempo di ritorno 5 anni							
lunghezza	scabrezza						
110	100	1.1	1.058853				
n	1-n	(1-n)*.4	3600^C3				
0.4373	0.5627	0.22508	6.316152				
a	a^0.4						
47.1000	0.294583						

i	i ^{0.3}					
0.0129	0.230419					
esponente						
1.290456						
tempo di corrivazione						
218.3211	secondi	0.060645	ore			
deflusso	larghezza	superficie	h pioggia			
1	11.8	1298	5	mm	0.005	m
portata						
29.73	l/s					
volume						
6.49	mc					
portata accidentale		133.33	l/s			
volume accidentale:		40	mc			
PORTATA TOTALE:		194.94	l/s			
VOLUME TOTALE:		55.34	mc			