

**CONNESSIONE AT
STAZIONE RTN – CAVIDOTTO MT 15 kV - IMPIANTO UTENTE 132/15 kV**

RELAZIONE IDROLOGICO - IDRAULICA

Il Tecnico


Ing. Leonardo Sblendido



The stamp is circular and contains the following text: 'INGEGNERE COSENZA', 'Ingegnere', 'LEONARDO SBLENDIDO', 'L. n. 1090 del 19/7/1947', 'Sezioni A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K, L, M, N, O, P, Q, R, S, T, U, V, W, X, Y, Z', 'Informazione', 'Civile - Ambientale - Industriale'.


Storia delle revisioni

Rev.00	03/09/2021	Prima emissione del documento
Rev.01	17/06/2022	Seconda emissione del documento
Rev.02	19/07/2022	Terza emissione del documento
Rev.03	01/08/2022	Quarta emissione del documento

Elaborato	Verificato	Approvato
 WE ENGINEERING Green & Green S.r.l.		

INDICE

1.	INTRODUZIONE	3
2.	CARATTERIZZAZIONE CLIMATICA DELL'AREA DI INTERVENTO	3
3.	INQUADRAMENTO TERRITORIALE	7
4.	DATI IDROLOGICI DISPONIBILI	10
4.1.	STAZIONI DI RIFERIMENTO	10
4.2.	DATI DI PIOGGIA DISPONIBILI	11
5.	ANALISI DEI DATI IDROLOGICI DISPONIBILI	17
5.1.	DISTRIBUZIONE STATISTICA DI GUMBEL	17
5.2.	DESCRIZIONE DELLA METODOLOGIA VAPI	19
6.	METODI AFFLUSSI-DEFLUSSI (DESCRIZIONE DELLA METODOLOGIA)	25
6.1.	METODO RAZIONALE	25
6.2.	METODO SCS-CURVE NUMBER	26
7.	ANALISI IDRAULICA E VERIFICA AREE ESONDABILI	30
7.1.	INQUADRAMENTO AREE DI INTERVENTO	30
7.2.	INDIVIDUAZIONE DEI BACINI DI INTERESSE	33
7.3.	CALCOLO DEL TEMPO DI CORRIVAZIONE	33
7.4.	STIMA CURVA DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA PER DURATE INFERIORE ALL'ORA (BELL)	35
7.5.	APPLICAZIONE METODO SCS – CURVE NUMBER	36
7.6.	VERIFICA DELLE AREE ESONDABILI	38
7.7.	ANALISI IDRAULICA	41
8.	RETE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE PIOVANE	42
8.1.	SCHEMATIZZAZIONE DELLA SOLUZIONE ADOTTATA	42
8.2.	DIAMETRI DI PROGETTO COLLETTORI	45
9.	CONCLUSIONI	47
10	ALLEGATO 1 – SEZIONI (RISULTATI DELL'ANALISI IDRAULICA)	49

 T E R N A G R O U P Terna Energy Solutions	CONNESSIONE AT STAZIONE RTN – CAVIDOTTO MT 15 kV - IMPIANTO UTENTE 132/15 kV RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA	PR_STZU_R_00030_03	
		Rev.03 del 01/08/2022	Pag. 3 a 61

1. INTRODUZIONE

La presente relazione costituisce l'analisi idrologica e idraulica riferita al progetto per la realizzazione e messa in esercizio della Stazione RTN con relativi raccordi AT, della Sottostazione Elettrica 132/15 kV ed al cavidotto MT da realizzarsi nel comune di Poggio Renatico (FE). Tali opere consentiranno la connessione in AT dell'unità di consumo, ubicata nella Centrale di Compressione Gas di Poggio Renatico, gestita dalla società Snam Rete Gas S.p.A.

2. CARATTERIZZAZIONE CLIMATICA DELL'AREA DI INTERVENTO

Nel Comune di Poggio Renatico (FE), le estati sono calde, umide e prevalentemente serene e gli inverni sono molto freddi e parzialmente nuvolosi. Durante l'anno, la temperatura in genere va da -1 °C a 31 °C ed è raramente inferiore a -5 °C o superiore a 35 °C.

Il comune è caratterizzato da una *stagione calda* che dura dal *5 giugno* al *13 settembre*, con una temperatura giornaliera massima oltre 26 °C. Il giorno più caldo dell'anno è, in media, il *30 luglio*, con una temperatura massima di 31 °C e minima di 19 °C.

La *stagione fredda* dura dal *20 novembre* al *27 febbraio*, con una temperatura massima giornaliera media inferiore a 11 °C. Il giorno più freddo dell'anno è, mediamente, il *12 gennaio*, con una temperatura minima media di -1 °C e massima di 6 °C.

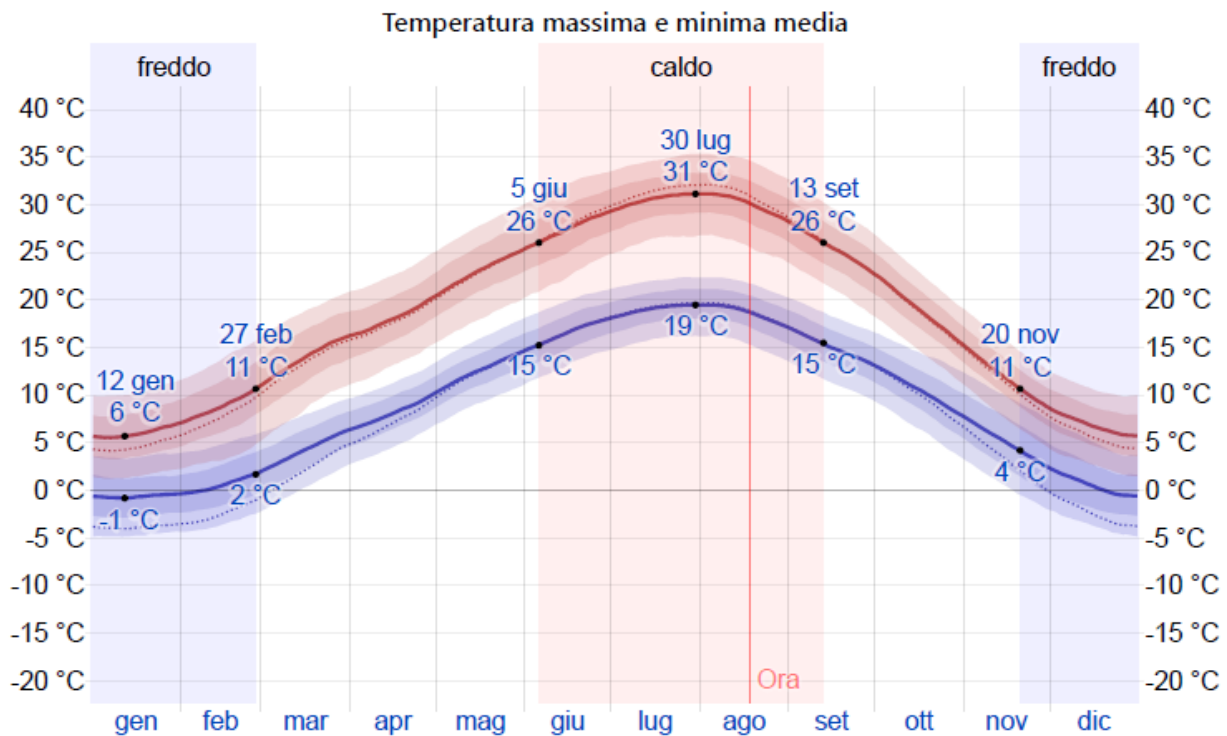


Figura 2-1 - La temperatura massima (riga rossa) e minima (riga blu) giornaliere medie

La figura a seguire mostra una caratterizzazione compatta delle temperature medie orarie per tutto l'anno. L'asse orizzontale rappresenta il giorno dell'anno, l'asse verticale rappresenta l'ora del giorno, e il colore rappresenta la temperatura media per quell'ora e giorno.

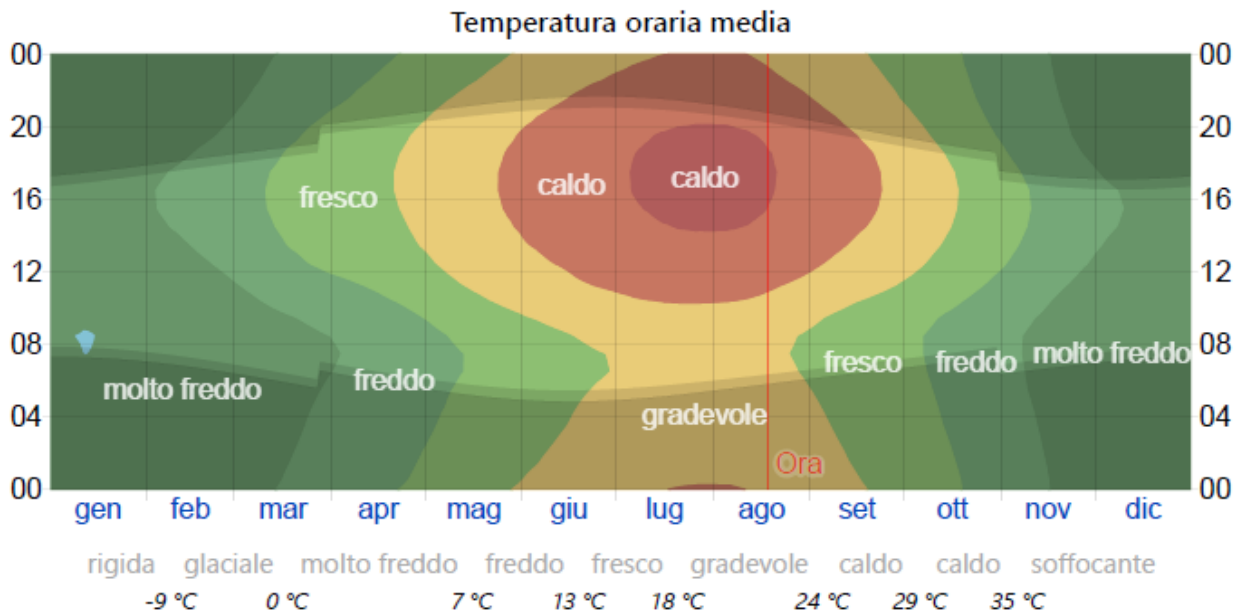


Figura 2-2 - La temperatura oraria media, con fasce di diversi colori. L'ombreggiatura indica la notte e il crepuscolo civile.

Per quanto riguarda invece le precipitazioni, la possibilità di giorni piovosi varia durante l'anno. La stagione più piovosa dura dal 27 marzo al 30 novembre, con una probabilità di oltre 23% che un dato giorno sia piovoso. La probabilità di un giorno piovoso è al massimo il 29% il 20 aprile. La stagione più asciutta dura dal 30 novembre al 27 marzo. La minima probabilità di un giorno piovoso è il 16% 21 gennaio.

Fra i giorni piovosi, facciamo la differenza fra giorni con solo pioggia, solo neve, o un misto dei due. In base a questa categorizzazione, la forma più comune di precipitazioni durante l'anno è solo pioggia, con la massima probabilità di 29% il 20 aprile.

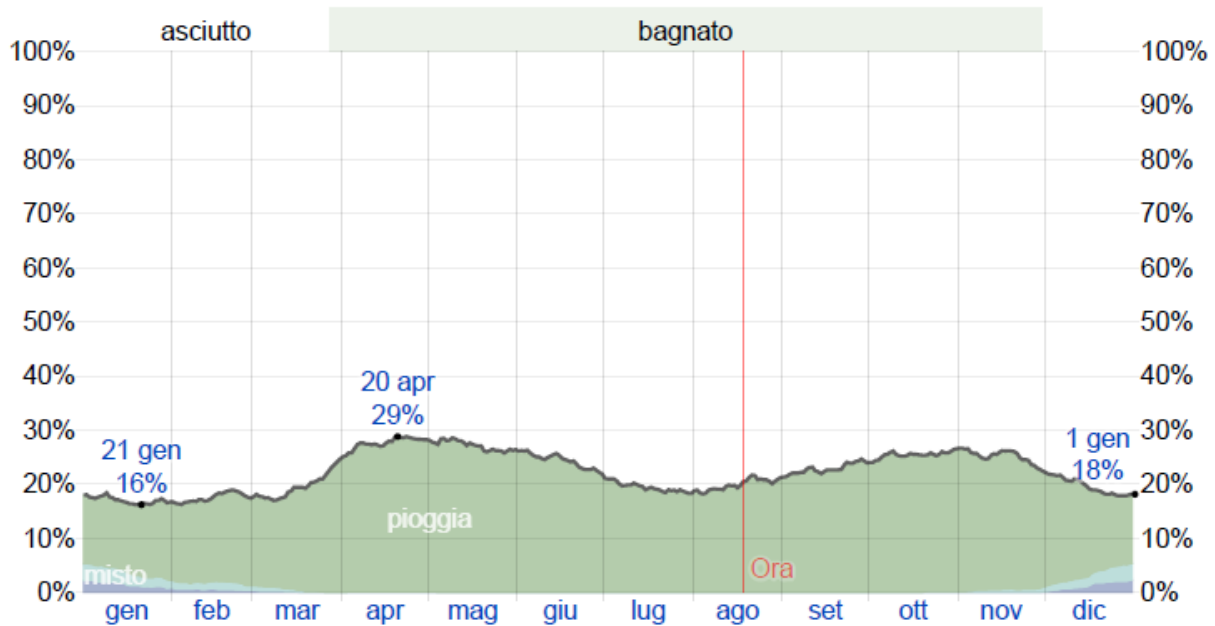


Figura 2-3 – Probabilità giornaliera di precipitazioni

Per mostrare le variazioni nei mesi e non solo il totale mensile, mostriamo la pioggia accumulata in un periodo mobile di 31 giorni centrato su ciascun giorno. Poggio Renatico ha alcune variazioni stagionali di piovosità mensile.

La pioggia cade durante tutto l'anno. La maggior parte delle precipitazioni avvengono intorno al 23 ottobre, con un accumulo totale medio di 66 millimetri.

La quantità minore di pioggia cade attorno al 12 gennaio, con un accumulo totale medio di 25 millimetri.

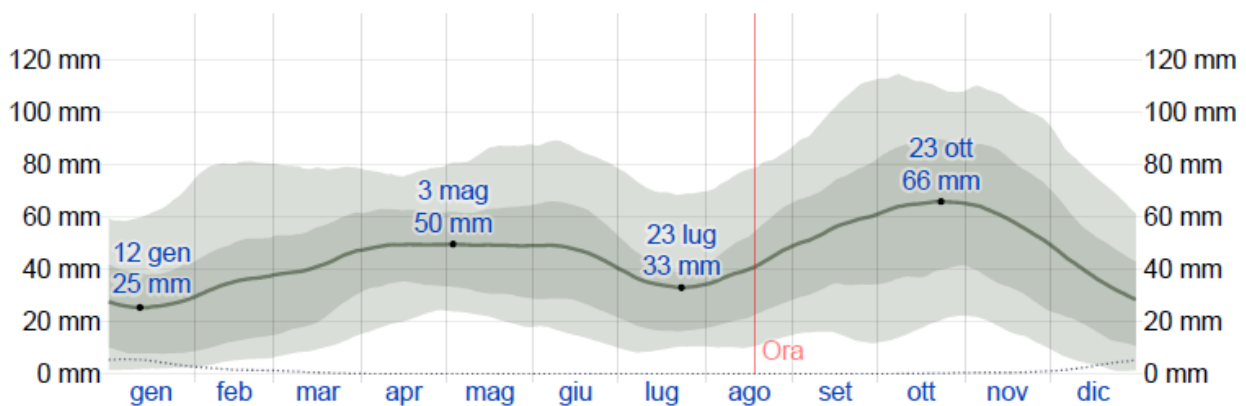



Figura 2-4 – Precipitazioni mensili medie

3. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'area oggetto di intervento ricade all'interno del bacino idrografico del fiume Po in territorio Emiliano-Romagnolo, riferito al sottobacino Burana – Po di Volano.



Figura 3-1 - Inquadramento delle aree oggetto di intervento all'interno del bacino del Po (reticolo idrografico in blu, opere in progetto in rosso). (Fonte reticolo idrografico: Portale Cartografico Nazionale)

 T E R N A G R O U P Terna Energy Solutions	CONNESSIONE AT STAZIONE RTN – CAVIDOTTO MT 15 kV - IMPIANTO UTENTE 132/15 kV RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA	PR_STZU_R_00030_03	
		Rev.03 del 01/08/2022	Pag. 8 a 61

Nello specifico, il Po attraversa con il suo corso gran parte dell'Italia settentrionale, da ovest verso est percorrendo tutta la Pianura Padana.

Dalla sorgente alla foce, attraversa tredici province: Cuneo, Torino, Vercelli e Alessandria in Piemonte; Pavia, Lodi, Cremona e Mantova in Lombardia; Piacenza, Parma, Reggio Emilia, Modena e Ferrara in Emilia-Romagna; e Rovigo in Veneto. I comuni "rivieraschi", cioè che toccano le sponde del fiume, sono 183.

Il bacino idrografico è ampio circa 71.000 km² e copre gran parte del versante meridionale delle Alpi e quello settentrionale degli Appennini liguri e tosco-emiliano.

La sorgente del Po si trova sulle Alpi Cozie, in Piemonte, nella provincia di Cuneo e precisamente in località Pian del Re nel comune di Crissolo, alle pendici del Monviso.

Nella provincia di Ferrara, ed in particolare a Bondeno, dall'inizio del XIX secolo è stato ideato e successivamente realizzato un canale artificiale che collega il Reno con il Po, il Cavo Napoleonico.

Nella regione del Polesine inizia il suo ampio delta (380 km²) dividendosi in cinque rami principali denominati Po di Maestra, della Pila, delle Tolle, di Gnocca e di Goro e in quattordici bocche (un ulteriore ramo secondario detto Po di Volano o semplicemente Volano, che attraversa la città di Ferrara, fu separato dal corso del fiume nel XVII secolo). Il fiume sfocia infine nel Mare Adriatico, attraversando i territori dei comuni di Ariano nel Polesine, Goro, Porto Tolle, Taglio di Po e Porto Viro. Il delta del Po, per la sua grande valenza ambientale, è stato dichiarato patrimonio dell'umanità dall'UNESCO.

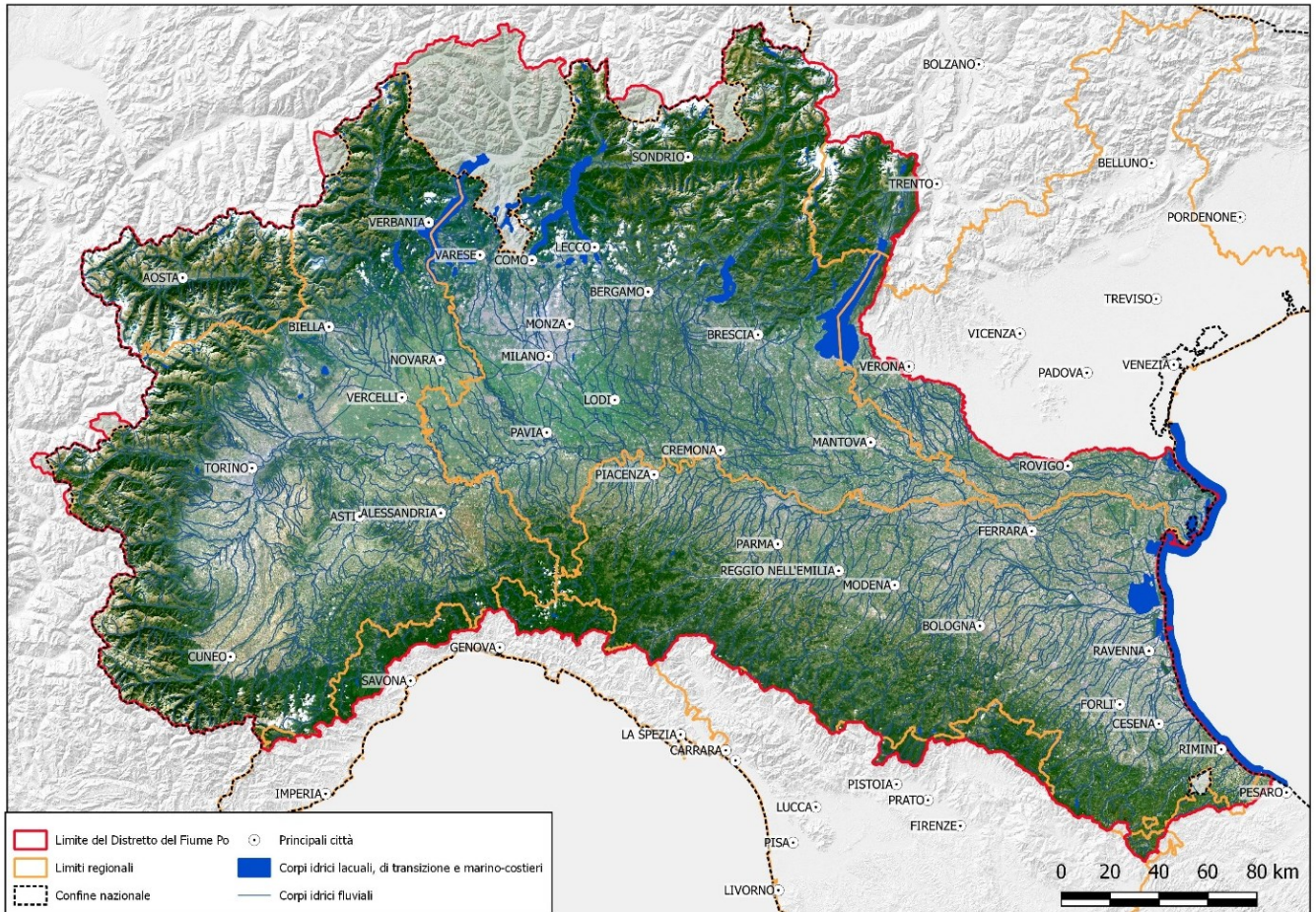



Figura 3-2 – Bacino idrografico del fiume Po

 T E R N A G R O U P Terna Energy Solutions	CONNESSIONE AT STAZIONE RTN – CAVIDOTTO MT 15 kV - IMPIANTO UTENTE 132/15 kV RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA	PR_STZU_R_00030_03	
		Rev.03 del 01/08/2022	Pag. 10 a 61

4. DATI IDROLOGICI DISPONIBILI

L'analisi statistica degli estremi idrologici è stata condotta partendo innanzitutto dalla ricerca e dalla modellazione dei dati idrologici disponibili, effettuata scegliendo le stazioni di riferimento e analizzando le serie storiche collezionate. In particolare, come sarà possibile vedere nel seguito, tra le stazioni presenti all'interno dell'area, le serie storiche a cui si è fatto riferimento sono quelle che contenevano le altezze massime di pioggia cadute ogni anno in occasione di eventi di durata pari a 1h, 3h, 6h, 12h e 24h, per il bacino di interesse.

4.1. Stazioni di riferimento

Le stazioni di riferimento sono state individuate considerando le stazioni prossime al sottobacino Burana – Po di Volano di interesse ed aventi serie storiche statisticamente significative.

Nello specifico le suddette stazioni sono state scelte, principalmente, sulla base della vicinanza rispetto al sito di interesse.

Ai fini del presente studio le stazioni di riferimento considerate sono:

- Stazione di **Ferrara**, nel Comune di Ferrara;
- Stazione di **Poggio Renatico**, nel Comune di Poggio Renatico (FE);
- Stazione di **Malalbergo**, nel Comune di Malalbergo (BO).



Figura 4-1 – Stazioni pluviometriche di riferimento

Le serie storiche dei dati di pioggia sono state desunte dagli annali idrologici dell’Agenzia Prevenzione Ambiente Energia della Regione Emilia Romagna¹.

Per quanto riguarda il sottobacino Burana – Po di Volano considerato, ai fini del presente studio si è ritenuto statisticamente significativo ed idrologicamente cautelativo, considerare i dati di pioggia delle stazioni precedentemente citate, al fine di aumentare la dimensione del campione di dati fino ad ottenere un campione di dati pari a circa 105 anni.

4.2. Dati di pioggia disponibili

Le tabelle seguenti riportano le serie storiche rilevate presso le stazioni di riferimento e registrate negli annali idrologici della Regione Emilia Romagna, in relazione ad eventi di pioggia di massima intensità, registrati in termini di altezze massime di pioggia cadute negli anni di cui si dispone la registrazione, in occasione di eventi di durata pari a 1h, 3h, 6h, 12h e 24h.

¹ <https://www.arpae.it/it/temi-ambientali/meteo/report-meteo/annali-idrologici>

Le serie storiche riportate di seguito sono state scelte sulla base dei criteri precedentemente definiti e sono riferibili al sottobacino considerato in cui ricade l'area di progetto.

Anno	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
1949	13,4	22,0	27,0	32,8	56,2
1950	17,4	20,6	26,4	29,8	30,0
1951	15,6	27,0	43,0	68,8	86,4
1952	27,6	32,0	32,0	32,6	47,8
1953	30,4	33,4	40,6	43,2	53,8
1954	29,8	36,0	36,0	40,2	42,4
1955	52,4	53,4	56,6	86,4	92,6
1956	23,0	24,6	24,8	24,8	30,6
1957	18,4	23,4	24,4	31,2	50,6
1958	20,0	29,8	45,6	77,0	90,2
1959	20,4	21,4	34,4	39,6	75,2
1960	30,6	50,6	61,4	75,4	81,8
1961	14,6	23,8	28,8	33,2	36,2
1962	14,6	21,6	29,2	35,2	37,0
1963	40,0	43,4	43,4	43,4	43,4
1964	15,4	17,8	23,8	25,0	26,2
1965	18,8	26,8	29,2	32,2	39,8
1966	90,0	107,8	110,2	110,2	157,8
1967	29,0	32,0	32,0	33,4	34,0
1968	33,2	35,2	35,2	35,4	39,8
1969	31,0	31,2	42,6	47,0	47,0
1970	24,0	25,4	26,2	26,2	29,6
1971	18,4	20,4	20,6	23,2	24,6
1972	14,6	23,0	23,2	29,8	32,6
1973	22,8	36,4	47,8	58,8	84,4
1974	16,0	29,0	31,4	32,4	46,4
1975	28,6	34,6	34,8	35,2	42,8
1976	50,6	58,0	58,2	58,2	70,0
1977	26,0	37,4	40,0	42,6	42,8
1978	31,4	43,2	45,0	45,6	67,0
1979	22,2	39,0	52,6	70,6	122,2
1980	23,8	27,2	27,4	36,2	61,2
1981	31,4	44,2	48,4	55,6	59,4
1982	31,0	51,8	51,8	51,8	57,0
1983	23,0	27,8	28,6	36,0	53,2
1984	20,0	26,6	27,4	44,0	57,8
1985	17,2	17,2	17,2	31,6	33,6
1986	31,2	41,0	53,0	55,0	56,4

1987	18,2	18,4	20,4	28,8	42,0
1988	23,8	34,2	41,0	41,6	51,0
1989	32,6	46,2	56,4	56,4	63,6

Tabella 4-1 Altezze di pioggia (mm) corrispondenti ad eventi di pioggia di massima intensità per durate di 1h, 3h, 6h, 12h, 24h registrate presso la stazione di Ferrara, consultabili negli annali idrologici dell'ARPAE Emilia Romagna

Anno	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
1946	5,8	14,4	26,4	37,8	29,8
1947	24	36,2	43,8	57,8	58
1948	30	31,6	47,8	52,4	66,2
1949	14,6	23,6	23,6	27,4	52,4
1951	13,4	29,0	42,2	69,0	85,0
1952	55,4	71,8	71,8	72,2	80,8
1953	9,8	15,6	24,4	28,0	40,6
1954	16,8	29,6	42,2	42,8	53,0
1956	10,4	14,6	16,2	23,2	30,4
1957	17,8	24,4	26,2	29,0	34,0
1959	30,4	34,0	55,4	71,4	96,2
1960	10,6	25,4	38,4	43,8	51,6
1961	22,0	48,2	51,4	51,6	51,6
1962	9,4	13,0	27,8	37,2	41,0
1963	17,2	23,8	26,2	29,2	45,8
1964	22,8	26,8	28,8	36,4	36,6
1965	16,0	22,0	25,2	38,2	40,8
1966	20,4	47,4	69,6	73,2	119,2
1967	14,6	23,6	31,2	37,2	39,4
1968	12,2	13,6	23,4	29,2	38,0
1969	33,4	46,8	48,6	48,6	48,6

Tabella 4-2 - Altezze di pioggia (mm) corrispondenti ad eventi di pioggia di massima intensità per durate di 1h, 3h, 6h, 12h, 24h registrate presso la stazione di Poggio Renatico (FE), consultabili negli annali idrologici dell'ARPAE Emilia Romagna

Anno	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
1947	21,4	21,8	28,4	38,6	39,8
1948	18,6	18,6	18,8	33,2	42,6
1949	17,8	21,8	28,8	34,4	60,2
1950	18,2	19,8	25,0	34,6	39,4
1951	25,6	28,0	39,6	70,6	93,4
1952	30,0	41,6	41,6	42,6	53,0
1953	23,0	23,0	25,4	39,2	55,6
1954	20,0	22,6	22,8	29,6	40,4
1955	32,6	33,0	33,0	33,0	36,8

Anno	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
1956	28,4	28,4	29,6	48,4	49,4
1957	20,0	26,2	29,0	29,2	35,0
1958	44,0	49,4	53,4	54,4	63,2
1959	32,0	33,8	53,2	68,2	88,4
1960	40,0	65,0	89,4	102,6	112,6
1961	28,4	35,4	41,2	42,4	42,4
1962	25,2	28,4	39,0	39,8	39,8
1963	21,0	24,2	24,8	36,4	41,8
1964	15,6	21,8	40,0	48,4	49,0
1965	18,6	19,6	28,0	30,6	35,0
1966	30,0	57,0	69,6	74,8	101,0
1967	24,2	26,6	46,6	49,2	50,2
1968	22,8	23,4	27,0	34,0	44,6
1969	19,2	20,4	31,0	38,6	38,8
1970	22,4	23,4	25,2	33,0	40,0
1971	20,6	20,6	20,8	21,4	22,4
1972	20,4	23,2	27,4	37,2	41,8
1973	20,6	23,6	47,4	63,6	82,0
1974	36,2	47,2	58,2	84,6	86,8
1975	30,0	39,2	39,2	39,2	44,0
1976	18,0	22,2	27,0	45,0	66,2
1977	16,0	25,6	35,8	36,6	50,0
1978	19,4	31,6	32,6	51,6	71,8
1979	18,8	27,2	50,4	75,0	85,4
1980	16,0	18,8	24,4	34,0	54,2
1981	21,4	29,2	35,0	38,2	52,8
1982	28,4	29,2	38,4	44,2	45,4
1983	21,0	23,2	23,2	30,0	46,0
1984	17,6	23,0	25,0	33,0	54,2
1985	13,8	14,4	22,4	23,2	33,4
1986	20,6	27,6	35,2	35,2	38,0
1987	18,0	26,4	30,0	35,2	45,6
1988	19,6	36,2	52,4	54,4	57,8
1989	31,2	41,4	50,2	59,4	64,2

Tabella 4-3 - Altezze di pioggia (mm) corrispondenti ad eventi di pioggia di massima intensità per durate di 1h, 3h, 6h, 12h, 24h registrate presso la stazione di Malalbergo (BO), consultabili negli annali idrologici dell'ARPAE Emilia Romagna

Per poter ottenere una serie storica consistente e quindi utilizzabile ai fini della modellazione idrologica e al fine di tenere in debita considerazione tutti i dati di pioggia disponibili, si è fatto ricorso al *Metodo delle Distanze Inverse Pesate* in cui il valore stimato in un punto è influenzato dalle stazioni più vicine di conseguenza la stima risulta essere inversamente proporzionale alla distanza dei punti di misura attraverso la relazione proposta di seguito. Pertanto, dalle serie storiche disponibili per eventi di intensità massima corrispondente a durate di 1h, 3h, 6h, 12h e 24h, sono state ricavate altezze di pioggia risultanti da medie pesate come nella formula che segue:

$$P = \frac{\sum_1^N \left(\frac{P_i}{d_i^2} \right)}{\sum_1^N \left(\frac{1}{d_i^2} \right)}$$

Dove:

- P = altezza di pioggia ottenuta da media pesata sulle distanze inverse [mm];
- Pi = altezza di pioggia della stazione “i-esima” [mm];
- Di = distanza della stazione “i-esima” dal sito di progetto [m].

A valle dell’applicazione del metodo delle distanze inverse pesate alle stazioni di riferimento sono state ottenute le serie di dati riportate nella seguente tabella per ciascuna durata e per ogni annata interessata dai campioni statistici:

	1h	3h	6h	12h	24h
1946	5,8	14,4	26,4	37,8	29,8
1947	23,16	31,53	38,80	51,57	52,09
1948	26,30	27,38	38,39	46,17	58,54
1949	15,09	22,77	25,71	30,44	55,24
1950	17,80	20,20	25,70	32,20	34,70
1951	16,93	28,26	41,76	69,34	87,40
1952	42,36	54,64	54,64	55,24	65,90
1953	18,08	21,78	28,62	34,47	47,51
1954	20,77	29,45	35,93	38,93	47,31
1955	42,50	43,20	44,80	59,70	64,70
1956	17,90	20,43	21,59	29,77	35,11
1957	18,49	24,60	26,45	29,59	38,31
1958	32,00	39,60	49,50	65,70	76,70

	1h	3h	6h	12h	24h
1959	28,34	30,86	49,71	62,82	89,14
1960	22,71	41,28	56,54	65,96	73,95
1961	21,75	39,08	43,36	44,84	45,57
1962	14,55	18,88	30,89	37,35	39,73
1963	23,72	28,70	30,07	34,44	44,23
1964	19,22	23,37	30,32	36,55	37,09
1965	17,32	22,59	26,87	34,87	39,13
1966	39,81	64,56	79,55	82,66	124,20
1967	20,48	26,39	35,17	39,22	40,72
1968	19,94	21,30	27,17	31,90	40,06
1969	29,33	36,51	42,82	45,76	45,81
1970	23,20	24,40	25,70	29,60	34,80
1971	19,50	20,50	20,70	22,30	23,50
1972	17,50	23,10	25,30	33,50	37,20
1973	21,70	30,00	47,60	61,20	83,20
1974	26,10	38,10	44,80	58,50	66,60
1975	29,30	36,90	37,00	37,20	43,40
1976	34,30	40,10	42,60	51,60	68,10
1977	21,00	31,50	37,90	39,60	46,40
1978	25,40	37,40	38,80	48,60	69,40
1979	20,50	33,10	51,50	72,80	103,80
1980	19,90	23,00	25,90	35,10	57,70
1981	26,40	36,70	41,70	46,90	56,10
1982	29,70	40,50	45,10	48,00	51,20
1983	22,00	25,50	25,90	33,00	49,60
1984	18,80	24,80	26,20	38,50	56,00
1985	15,50	15,80	19,80	27,40	33,50
1986	25,90	34,30	44,10	45,10	47,20
1987	18,10	22,40	25,20	32,00	43,80
1988	21,70	35,20	46,70	48,00	54,40
1989	31,90	43,80	53,30	57,90	63,90

Tabella 4-4 - Altezza di pioggia (mm) corrispondenti ad eventi piovosi di massima intensità per durate di 1h, 3h, 6h, 12h, 24h ricavate dall'applicazione del metodo delle distanze inverse ai dati registrati presso le stazioni di riferimento nel caso in esame

 T E R N A G R O U P Terna Energy Solutions	CONNESSIONE AT STAZIONE RTN – CAVIDOTTO MT 15 kV - IMPIANTO UTENTE 132/15 kV RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA	PR_STZU_R_00030_03	
		Rev.03 del 01/08/2022	Pag. 17 a 61

5. ANALISI DEI DATI IDROLOGICI DISPONIBILI

L'analisi statistica degli estremi idrologici è stata condotta secondo due diversi approcci, non necessariamente alternativi tra loro:

- Metodo di Gumbel;
- Metodo VAPI tramite analisi statistica TCEV.

5.1. Distribuzione statistica di Gumbel

La serie di dati ottenute dal 1989 al 1946 applicando il metodo delle distanze inverse ai dati registrati presso le stazioni di riferimento in termini di altezze di pioggia [mm] corrispondenti ad eventi di massima intensità per durate di 1h, 3h, 6h, 12h, 24h sono state elaborate statisticamente per calcolare, per ciascuna durata considerata, i percentili corrispondenti a diversi periodi di ritorno (10, 20, 25, 50, 200, 250, 500 anni).

Nel dettaglio, con i dati (x_i) disponibili per ogni durata di interesse (1h, 3h, 6h, 12h, 24h), sono stati sviluppati i passaggi elencati nei punti che seguono:

- Calcolo della media (μ) e del momento di primo ordine corretto (σ) applicando le seguenti formule:

$$\mu = \frac{\sum_1^N x_i}{N} ; \quad \sigma = \sqrt{\frac{(x_i - \mu)^2}{(N-1)}}$$

- Calcolo dei parametri della distribuzione di Gumbel α ed u applicando le seguenti formule:

$$\alpha = \frac{1.283}{\sigma} ; \quad u = \mu - 0.45\sigma$$

- Calcolo dei percentili di Gumbel applicando la seguente formula in funzione dei parametri u , α e del tempo di ritorno (T in anni):

$$x = u + \frac{1}{\alpha} \left[-\ln \left[-\ln \left[\frac{T-1}{T} \right] \right] \right]$$

I risultati ottenuti sono stati raccolti nella seguente tabella:

		T						
		10	20	25	50	200	250	500
h	1	32.82	36.95	38.25	42.28	46.28	50.26	51.54
	3	43.85	49.53	51.33	56.88	62.39	67.88	69.64
	6	53.04	59.86	62.02	68.68	75.29	81.88	84.00
	12	62.81	70.63	73.11	80.75	88.33	95.89	98.32
	24	81.15	92.57	96.19	107.35	118.43	129.47	133.02

Tabella 5-1 - Altezze di pioggia [mm] calcolate per diverse durate e diversi periodi di ritorno

I risultati dell'elaborazione statistica dei dati di pioggia oggetto della presente trattazione sono stati espressi sotto forma di *curve di probabilità pluviometrica*, rappresentate in forma esponenziale con evidenza dei parametri "a" ed "n":

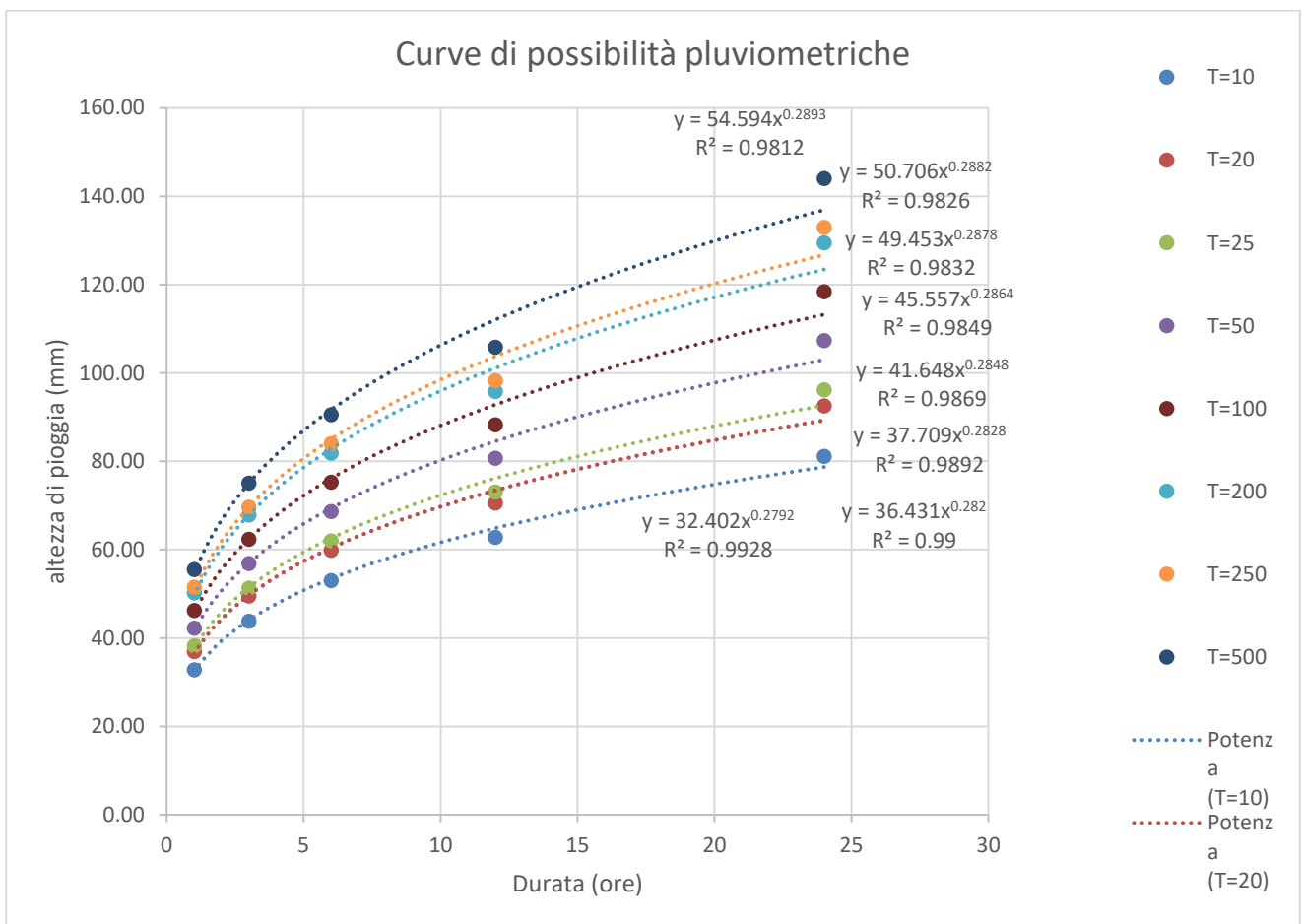


Figura 5-1 Curva di possibilità pluviometrica

	T						
	10	20	25	50	200	250	500
a	32.402	36.431	37.709	41.648	45.557	49.453	50.706
n	0.279	0.282	0.283	0.285	0.286	0.288	0.288

Tabella 5-2 - Parametri delle curve di possibilità pluviometrica per diversi tempi di ritorno

5.2. Descrizione della metodologia VAPI


La stima della pioggia di massima intensità per un dato tempo di corrivazione e per un dato tempo di ritorno, viene sviluppata secondo i criteri sviluppati dal Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche.

Il Progetto VAPI sulla Valutazione delle Piene in Italia ha come obiettivo quello di predisporre una procedura uniforme sull'intero territorio nazionale per la valutazione delle portate di piena naturali. La metodologia adottata nel progetto VAPI fa riferimento ad un approccio di tipo probabilistico per la valutazione dei massimi annuali delle portate di piena e quindi non esiste un valore massimo assoluto, ma ad ogni valore della portata di piena viene associata una probabilità che si verifichino eventi di piena con valori superiori. Per ridurre le incertezze legate alla presenza di eventi estremi molto rari, si adotta una metodologia di analisi regionale che consente di utilizzare non solo tutta l'informazione idrometrica ma anche tutta quella pluviometrica posseduta su un dato territorio.

Nell'ambito di tale studio si è utilizzata l'informazione pluviografica raccolta dal Servizio Idrografico Italiano e, in particolare, sono stati utilizzati i risultati dell'analisi statistica a scala regionale ed applicando la legge di distribuzione a doppia componente su tre livelli successivi di regionalizzazione, basato sulla seguente formula:

$$F_X(x) = \exp \left\{ -\Lambda_1 \exp(-x/\theta_1) - \Lambda_* \Lambda_1^{1/\theta_*} \exp[-x/(\theta_* \theta_1)] \right\} \quad x \geq 0$$

Il modello a doppia componente appena citato è denominato TCEV (acronimo di Two Components Extreme Value): i parametri della TCEV sono 4 ed è quindi molto elevata l'incertezza della stima ottenuta con le serie storiche disponibili la cui dimensione campionaria è in genere inferiore a 80. Per ridurre tale incertezza, si utilizzano tecniche di analisi regionale che consentono di stimare almeno alcuni dei parametri sulla base di tutte le

 T E R N A G R O U P Terna Energy Solutions	CONNESSIONE AT STAZIONE RTN – CAVIDOTTO MT 15 kV - IMPIANTO UTENTE 132/15 kV RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA	PR_STZU_R_00030_03	
		Rev.03 del 01/08/2022	Pag. 20 a 61

serie storiche ricadenti all'interno di vaste aree indicate come zone e sottozone omogenee.

In particolare:

- Al I livello di regionalizzazione per i due parametri di forma θ^* e Λ^* si può assumere un valore costante all'interno di ampie zone omogenee;
- Al II livello di regionalizzazione, oltre ai valori costanti dei parametri θ^* e Λ^* nelle zone omogenee, all'interno di queste è possibile identificare sottozone omogenee, entro cui si può ritenere costante anche il parametro di scala Λ_1 ;
- Al III livello di regionalizzazione, oltre ai parametri θ^* , Λ^* e Λ_1 di cui si può assumere un valore regionale, si persegue in modo regionale anche la stima del quarto parametro che sia θ_1 o μ in relazione all'approccio che si intende adottare.

Risultati ottenuti

Il modello TCEV è stato impiegato nel progetto VAPI (Valutazione delle Piene in Italia) sviluppato dal Consiglio Nazionale delle Ricerche.

Gli studi e le ricerche condotte, al primo e al secondo livello di regionalizzazione, hanno portato all'individuazione di regioni omogenee (sottozona dalla A alla G), in cui l'ipotesi della costanza del coefficiente di variazione e del coefficiente di asimmetria può essere accettata; l'individuazione di tale regione è riportata nell'immagine successiva.

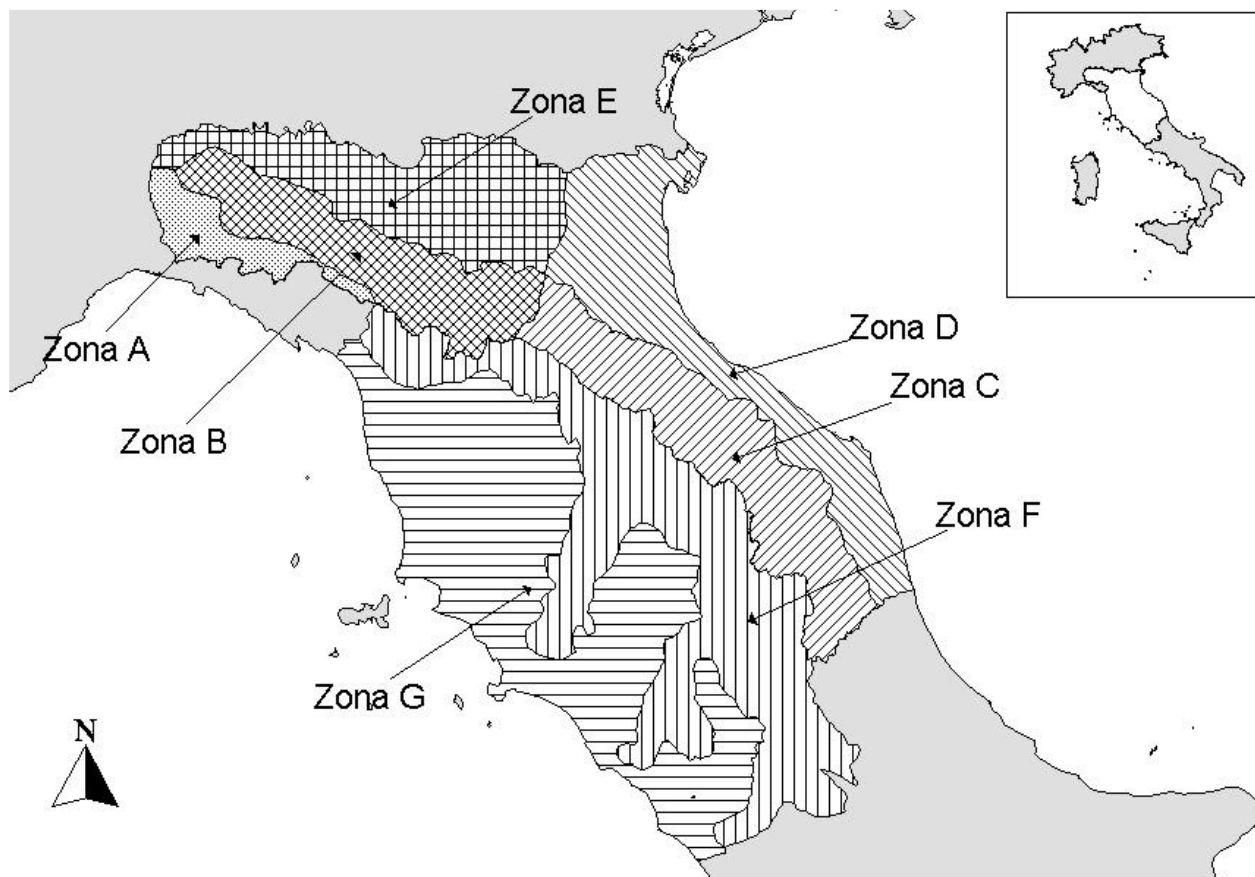


Figura 5-2 - Sottozone metodo VAPI

Dal momento che è stato necessario effettuare analisi idrologiche per i bacini di interesse, data la misura campionaria dei dati storici, è apparso ragionevole adattare alla stessa il modello probabilistico della TCEV al II livello di regionalizzazione che ritiene costanti per la zona pluviometrica omogenea E in cui ricadono le aree di intervento, i parametri θ^* e Λ^* nonché il parametro di scala Λ_1 .

Per l'area oggetto di tale studio idrologico, si ottengono i seguenti risultati:

Parametri TCEV

Θ^*	3.607
Λ^*	0.044
Λ_1	30.45
η	4.135

Tabella 5-3 - Parametri TCEV ottenuti al II livello di regionalizzazione

Al secondo livello di regionalizzazione la stima di x_T , nel modello TCEV, può essere effettuata con il metodo del valore indice. Con tale metodo si analizza in luogo di X una variabile adimensionale X/X_I dove X_I è un valore caratteristico della distribuzione di X ed assume il nome di valore indice.

Nelle applicazioni quasi sempre si utilizza come valore indice la media μ e si analizza la variabile $X'=X/\mu$ che viene indicata come fattore di crescita.

In generale seguendo tale approccio, la stima di x_T si ottiene con due passi distinti:

- stima del fattore di crescita x'_T , relativo al periodo di ritorno T ;
- stima del valore indice, μ .

In definitiva la stima di x_T si ottiene con il prodotto:

$$X_T = x'_T \cdot \mu$$


La stima del fattore di crescita, riferita al periodo di ritorno imposto dal problema in esame, è ovviamente una stima probabilistica. La distribuzione di probabilità (curva di crescita) di tale variabile interpretata con la legge probabilistica TCEV assume espressione:

$$F_{X'}(x') = \exp \left[-\Lambda_1 \exp(-\eta x') - \Lambda_* \Lambda_1^{\frac{1}{\theta_*}} \exp \left(-\frac{\eta x'}{\theta_*} \right) \right]$$

Dove:

$$\eta = \frac{\mu}{\theta_1}$$

E' importante sottolineare che la curva di crescita, come si può notare facilmente dalle espressioni riportate, dipende dai soli parametri Λ_* , θ_* e Λ_1 . In definitiva, utilizzando l'approccio del valore indice, è possibile ottenere una stima di x_T dalla conoscenza dei parametri θ_* , Λ_* , Λ_1 (mediante i quali si stima la curva di crescita) e di μ (portata indice).

 T E R N A G R O U P Terna Energy Solutions	CONNESSIONE AT STAZIONE RTN – CAVIDOTTO MT 15 kV - IMPIANTO UTENTE 132/15 kV RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA		PR_STZU_R_00030_03	
			Rev.03 del 01/08/2022	Pag. 23 a 61

E' opportuno sottolineare che per il secondo livello di regionalizzazione il valore indice può essere considerato pari alla media aritmetica della serie campionaria della variabile idrologica considerata.

Si riporta di seguito il calcolo delle altezze di pioggia necessarie per la determinazione della curva di possibilità pluviometrica per i vari tempi di ritorno.

x'_T	1	3	6	12	24	T	F(x')x'
1.427645	33.18492012	43.765683	53.1000572	63.7268235	77.960769	10	0.9
1.642805	38.18622982	50.361623	61.1027834	73.331113	89.7102609	20	0.95
1.714695	39.85727084	52.565463	63.7766598	76.5401048	93.6360092	25	0.96
1.967822	45.74107689	60.325276	73.1914915	87.8391005	107.458735	50	0.98
2.287586	53.17385633	70.127942	85.084876	102.112675	124.920437	100	0.99
2.717593	63.16915835	83.310171	101.07862	121.307202	148.40223	200	0.995
2.846372	66.16256146	87.257998	105.868442	127.055598	155.434582	250	0.996
3.187338	74.08815575	97.710609	118.550393	142.275552	174.054046	500	0.998

Tabella 5-4 - Altezze di pioggia [mm] calcolate per diverse durate e diversi periodi di ritorno

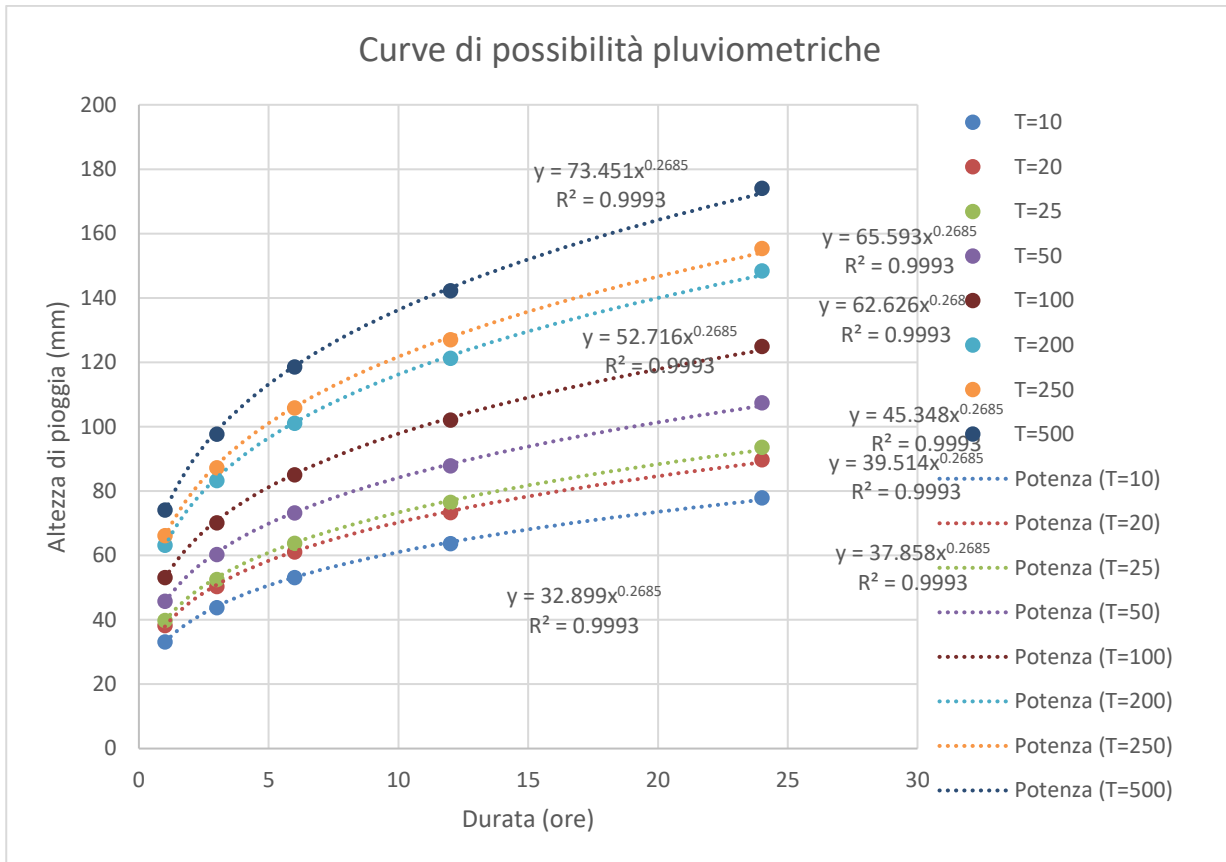



Figura-5-3 - Curve di possibilità pluviometrica per diversi tempi di ritorno stimati con l'approccio VAPI al II livello di regionalizzazione

	T						
	10	20	25	50	200	250	500
a	32.899	37.858	39.514	45.348	52.716	62.626	65.593
n	0.2685	0.2685	0.2685	0.2685	0.2685	0.2685	0.2685

Tabella 5-5 - Parametri a ed n delle curve di possibilità pluviometriche ottenute con la distribuzione di tipo TCEV

 T E R N A G R O U P Terna Energy Solutions	CONNESSIONE AT STAZIONE RTN – CAVIDOTTO MT 15 kV - IMPIANTO UTENTE 132/15 kV RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA	PR_STZU_R_00030_03	
		Rev.03 del 01/08/2022	Pag. 25 a 61

6. METODI AFFLUSSI-DEFLUSSI (DESCRIZIONE DELLA METODOLOGIA)

6.1. Metodo Razionale

Il metodo razionale è un procedimento particolarmente semplice ed efficace per calcolare la portata al colmo di piena Q con un tempo di ritorno T assegnato alla sezione di chiusura di un bacino. Generalmente utilizzato nel caso di bacini di estensione inferiore a 10 kmq si fonda sulla seguente formula:


$$Q = C \cdot S \cdot a \cdot T_c^{n-1}$$

Dove:

- Q= portata di progetto in (mc/s)
- S= sottobacino imbrifero a monte della sezione di chiusura (mq)
- C = coefficiente di deflusso medio del sottobacino imbrifero [adimensionale];
- Tc = tempo di corrivazione del bacino [sec];
- a = parametro della curva di probabilità pluviometrica (c.p.p.), funzione del Tr, coincidente con l'inclinazione della retta di tendenza delle curve su scala logaritmica [mm/(secn)]
- n = parametro della curva di probabilità pluviometrica (c.p.p.), funzione del Tr, coincidente con l'intercetta della retta di tendenza della c.p.p. su scala logaritmica [adimensionale].

Il modello adottato assume le seguenti ipotesi:

- Piogge caratterizzate da un tempo di ritorno Tr generano portate al picco di identico tempo di ritorno Tr;
- A parità di tempo di ritorno Tr, la portata al colmo maggiore è quella determinata dall'evento di pioggia di durata pari al tempo di corrivazione (Tc, che diventa quindi tempo critico);
- La portata al colmo Q, determinata da una pioggia di intensità costante e durata Tc, è proporzionale al prodotto dell'intensità di pioggia raggugiata all'area e dell'area

 T E R N A G R O U P Terna Energy Solutions	CONNESSIONE AT STAZIONE RTN – CAVIDOTTO MT 15 kV - IMPIANTO UTENTE 132/15 kV RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA	PR_STZU_R_00030_03	
		Rev.03 del 01/08/2022	Pag. 26 a 61

del bacino S, attraverso un coefficiente C che comprende l'effetto delle perdite per infiltrazione.

La prima ipotesi risulta abbastanza aderente alla realtà, mentre la seconda e la terza assunzione possono giustificarsi schematizzando opportunamente il fenomeno della trasformazione afflussi – deflussi assumendo che le perdite siano proporzionali all'intensità di pioggia e che il tempo impiegato dall'acqua a raggiungere la sezione di chiusura dipenda soltanto dalla lunghezza del percorso compiuto.

6.2. Metodo SCS-Curve Number

Il modello afflussi-deflussi nel caso di sottobacini di estensione superiore a 10 kmq, adotta il modello sviluppato dall'SCS (Soil Conservation Service), secondo il metodo del Curve Number (CN) che permette di determinare la frazione della pioggia totale che in maniera diretta e preponderante contribuisce alla formazione dell'evento di piena, tenendo conto di perdite iniziali costituite da alcuni processi quali l'intercettazione della pioggia da parte delle chiome della vegetazione, dall'accumulo nelle locali depressioni del terreno e dall'imbibizione iniziale del terreno.

La procedura di calcolo che viene prevista dal metodo in trattazione viene illustrata nei seguenti passaggi, sintetizzati per punti:

- Stima del Curve Number, relativo a condizioni di elevata umidità (CN(III)), utilizzando la seguente formula:

$$CN(III) = \frac{CN(II)}{(0.43 + 0.0057 \cdot CN(II))}$$

Dove:

CN(II) = Curve Number, relativo a condizioni di umidità media, desumibile dalla seguente tabella in funzione di diversi tipi di suolo e copertura:

Tipologie di uso del suolo	Tipo di suolo			
	A	B	C	D
Suoli coltivati	62-72	71-81	78-88	81-91
Pascoli	39-68	61-79	74-86	80-89
Prati	30	58	71	78
Boschi e foreste con copertura modesta	45	66	77	83
Boschi e foreste con buona copertura dall'erosione e sottobosco	25	55	70	77
Aree a parco e di fruizione ricreativa:				
- con copertura erbacea superiore al 75%	39	61	74	80
- con copertura erbacea dal 50 al 75%	49	69	79	84
Aree commerciali (impermeabili per il 185%)	89	92	94	95
Aree industriali (impermeabili per il 72%)	81	88	91	93
Aree residenziali con percentuale media impermeabile:				
65%	77	85	90	92
38%	61	75	83	87
30%	57	72	81	86
25%	54	70	80	85
20%	51	68	79	84
Parcheggi, aree coperte (impermeabili)	98	98	98	98
Strade:				
- asfaltate	98	98	98	98
-inghiaiata	76	85	89	91

Tabella 6-1 Valori del parametro CN per diverse combinazioni di suolo e copertura, considerando condizioni di media umidità CN(II) (Fonte: "Handbook of Hydrology, D.R. Maidment, 1992)

Tipo idrologico di suolo	Descrizione
A	Scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla; anche ghiaie profonde, molto permeabili.
B	Potenzialità di deflusso moderatamente bassa. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione.
C	Potenzialità di deflusso moderatamente alta. Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità di infiltrazione a saturazione.
D	Potenzialità di deflusso molto alta. Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza delle superfici.

Tabella 6-2 - Tipi idrologici di suolo da considerare nella scelta del parametro CN

- Stima del volume specifico di saturazione del terreno con la seguente formula:

$$V_s = 25.4 \left(\frac{1000}{CN(III)} - 10 \right)$$

Dove:

V_s = volume specifico di saturazione del terreno (mm);

CN(III) = parametro numerico precedentemente calcolato.

- Stima della pioggia efficace con la seguente formula:

$$P_e = \frac{(P - 0.2 \cdot V_s)^2}{(P + 0.8 \cdot V_s)}$$

Dove:

P_e = pioggia efficace (mm)

P = pioggia totale (mm), esprimibile sulla base delle curve di probabilità pluviometrica risultanti dall'analisi idrologica e riferibile ad una durata pari al tempo di corrivazione del bacino (t_c);

V_s = volume specifico di saturazione del terreno [mm], precedentemente calcolato.

- Calcolo del tempo di accumulo nel bacino (t_a) in ore, in funzione del tempo efficace (t_{eff}) in ore e del tempo di ritardo (t_r) in ore, usando le seguenti formule:

$$t_a = 0.5 \cdot t_{eff} + t_r$$

$$t_{eff} = T_c \left(1 - \frac{0.2 S}{h_{T_c, T}} \right)$$

$$t_r = 0.6 \cdot T_c$$

Dove:

$h_{T_c, T}$ (mm) = altezza di pioggia esprimibile sulla base delle curve di possibilità pluviometrica in funzione del tempo di ritorno (T) e del tempo totale di pioggia assunto pari al tempo di corrivazione del bacino (T_c);

T_c (ore) = tempo di corrivazione del bacino considerato.

- Calcolo dell'idrogramma unitario, usando la seguente formula:

$$Q_p = 0.208 \cdot \frac{P_e \cdot S}{t_a}$$

Dove:

Q_p = portata di picco dell'idrogramma unitario [mc/sec*mm];

P_e = pioggia efficace [mm];

S = estensione del bacino [kmq];

t_a = tempo di accumulo [ore].

- Calcolo della portata al colmo, usando la seguente formula:

$$Q = Q_p \cdot h_{T_c, T}$$

Dove:

Q = portata al colmo [mc/s];

Q_p = portata di picco dell'idrogramma unitario [mc/sec*mm];

$h_{T_c, T}$ = altezza di pioggia calcolata sulla base della curva di probabilità pluviometrica in relazione ad un evento di durata pari al tempo di corrivazione (T_c) e di fissato tempo di ritorno (T).

 T E R N A G R O U P Terna Energy Solutions	CONNESSIONE AT STAZIONE RTN – CAVIDOTTO MT 15 kV - IMPIANTO UTENTE 132/15 kV RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA	PR_STZU_R_00030_03	
		Rev.03 del 01/08/2022	Pag. 30 a 61

7. ANALISI IDRAULICA E VERIFICA AREE ESONDABILI

Nell'analisi idraulica si è proceduto con la simulazione della portata al colmo di piena al fine di individuare le aree inondabili e stabilire la sicurezza idraulica delle aree. L'output dello studio idrologico-idraulico, simulando eventi con tempo di ritorno di 200 anni, consente di individuare la parte di territorio allagabile al fine di definire il livello di pericolosità: Alta, Media e Bassa.

7.1. Inquadramento aree di intervento

L'area oggetto di intervento ricade nel comune di Poggio Renatico.

In particolare, il progetto riguarda la realizzazione e messa in esercizio di una nuova Stazione Elettrica RTN 135 kV con relativi raccordi aerei alla RTN, una Sottostazione Elettrica Utente 132/15 kV ed in cavidotto MT.

L'area è compresa nel Bacino Burana – Po di Valano e compresa appunto tra il Fiume Po e il Fiume Reno.

La distanza tra l'area d'intervento e le aste fluviali, le caratteristiche geomorfologiche della zona rendono non necessaria la verifica a esondazione rispetto ai predetti fiumi.

L'area in esame è inoltre caratterizzata da una fitta rete di canali di scolo che permettono la bonifica del territorio nonché la laminazione della piena in caso di eventi di pioggia intensi.



Figura 7-1 Inquadramento delle opere in progetto su base satellitare. In azzurro il reticolo idrografico (Fonte: Portale Cartografico Nazionale)

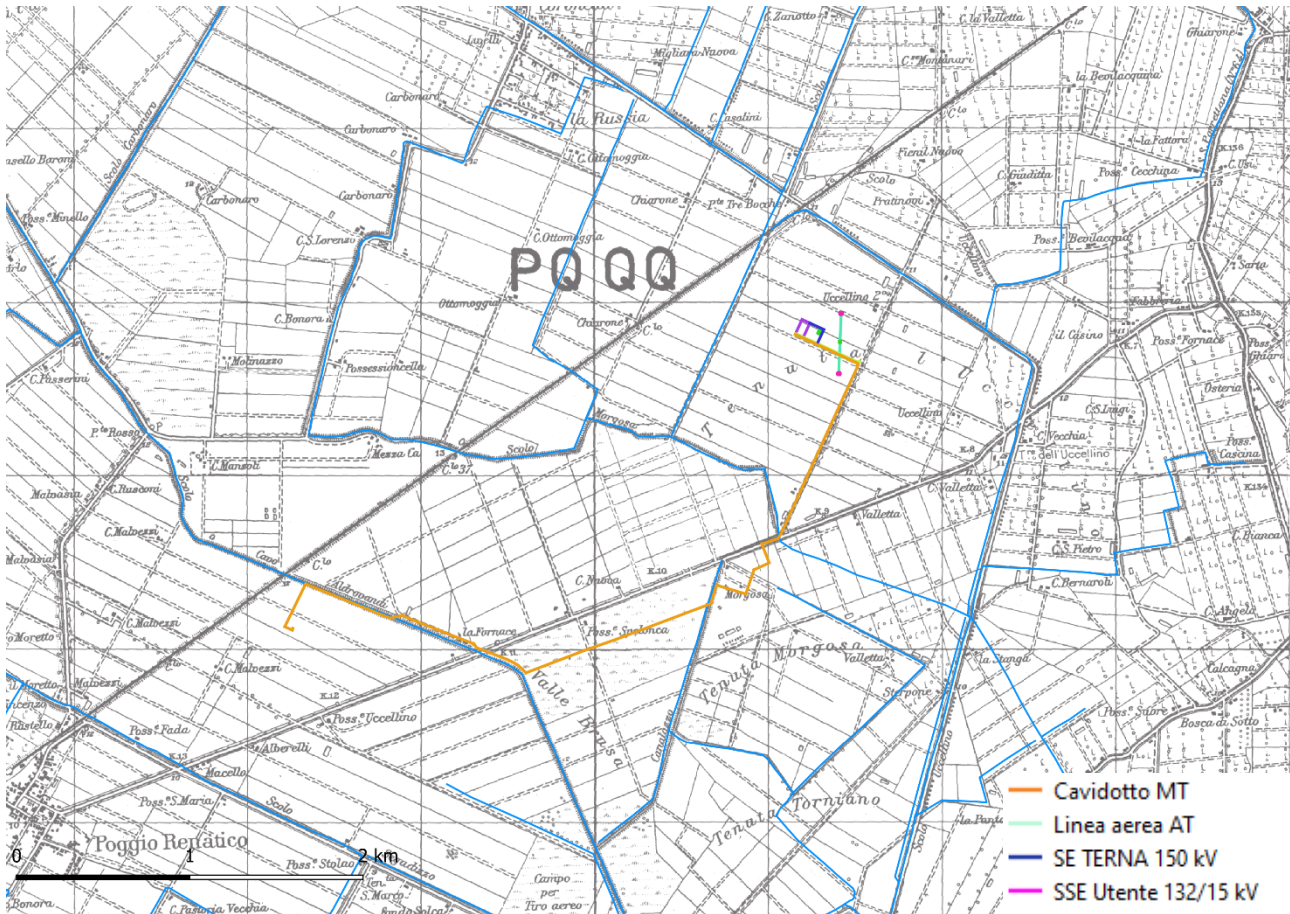



Tabella 7-2 Inquadramento delle opere in progetto su base IGM. In azzurro il reticolo idrografico (Fonte: Portale Cartografico Nazionale)

La verifica delle aree esondabili è stata condotta per il canale che costeggia a Ovest l'area di intervento denominati Scolo Peloso.

È stata effettuata una modellazione in moto permanente con schema monodimensionale.

Sarà utilizzato un tempo di ritorno di 200 anni considerata la vita utile dell'opera ritenuta strategica.

 T E R N A G R O U P Terna Energy Solutions	CONNESSIONE AT STAZIONE RTN – CAVIDOTTO MT 15 kV - IMPIANTO UTENTE 132/15 kV RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA	PR_STZU_R_00030_03	
		Rev.03 del 01/08/2022	Pag. 33 a 61

7.2. Individuazione dei bacini di interesse

La delimitazione dei sottobacini di interesse è stata ottenuta studiando la morfologia del terreno e l'analisi delle pendenze mediante l'uso del DTM (Digital Terrain Model) messo a disposizione dalla Regione Emilia Romagna. Fissata una sezione del corso d'acqua, che si indica come sezione di chiusura del bacino, è stato definito il bacino idrografico o imbrifero relativo alla sezione considerata, ossia il luogo dei punti della superficie terrestre che raccoglie le acque che scorrendo in superficie raggiungono tale sezione. La delimitazione del bacino è stata effettuata individuando su carta topografica base CTR il cosiddetto spartiacque sotteso dalla sezione di chiusura. Lo spartiacque individua il luogo dei punti da cui hanno origine le linee di massima pendenza che finiscono per raggiungere la sezione di chiusura e si traccia in base alle isoipse e al reticolo dei canali imponendo il passaggio per le vette e le selle.

Il canale in esame denominato *Scolo Peloso* ha una superficie alla sezione di chiusura presa in esame pari a 2.5 kmq, una pendenza media molto bassa pari a 0.05 %. L'area è una vasta zona pianeggiante con un sistema molto fitto di canali di scolo. La lunghezza d'asta considerata è pari a 1.2 km.

7.3. Calcolo del tempo di Corrivazione

Il tempo di corrivazione del bacino coincide con il tempo di durata della pioggia. Tale parametro indica il tempo che impiega una goccia d'acqua dal punto idraulicamente più svantaggiato a raggiungere la sezione di chiusura del bacino.

Per il calcolo del tempo di corrivazione sono state utilizzate le seguenti formule presenti in letteratura:

– **Formula di Pezzoli**

$$t_c = 0.055 \frac{L}{\sqrt{i_k}} \quad (\text{ore})$$

– **Formula di Pasini**

$$t_c = \frac{0.108^3 \sqrt{A_b \cdot L}}{\sqrt{i_k}} \quad (\text{ore})$$

– **Formula di Viparelli**

$$t_c = \frac{L}{3600 \cdot V} \quad (\text{ore})$$

– **Formula di Ventura**

$$t_c = 0.1272 \cdot \sqrt{\frac{A_b}{i}} \quad (\text{ore})$$

Dove:

A_b è l'area del bacino espressa in km²

i è la pendenza media del bacino

L è la lunghezza dell'asta principale

i_k è la pendenza media dell'asta principale

V è la velocità media della corrente assunta pari a 1.5 m/s

Di seguito si riportano i valori di t_c per l'area oggetto di intervento:

Formula	Tc (ore)
Pezzoli	0.491
Pasini	0.767
Viparelli	0.370
Ventura	0.804
Tc medio	0.608

Tabella 7-1 Valori del tempo di corrivazione calcolato per i bacini in esame

Il tempo di corrivazione finale è stato ottenuto come media dei tempi di corrivazione calcolati con le formule di letteratura. Si è poi passati dal tempo di corrivazione in ore al tempo di corrivazione in minuti.

Come si evince dalla tabella, per il bacino di riferimento, il tempo di corrivazione risulta essere ampiamente inferiore all'ora. Ciò comporta che l'analisi delle Curve di Possibilità pluviometrica come imposta dal PAI, cioè l'analisi TCEV del VAPI, debba essere modificata in base alla durata espressa in minuti del tempo caratteristico, perché per eventi brevi, ($t < 60$ minuti) le curve di possibilità pluviometrica ottenute elaborando dati di pioggia con durata maggiore o uguale a 1 ora, non danno valori affidabili, infatti i valori ottenuti risultano essere sovrastimati rispetto a quelli che effettivamente si possono verificare.

7.4. Stima curva di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora (Bell)

In base a quanto sopra detto, si procede alla determinazione della curva di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora applicando la formula di Bell. Bell ha osservato che i rapporti $r\delta$ tra le altezze di durata τ molto breve ed inferiori alle due ore e l'altezza oraria sono relativamente poco dipendenti dalla località in cui si verificano. Lo U.S. Water Bureau raccomanda per tempi di pioggia inferiore a mezz'ora l'adozione di una relazione empirica, derivata interamente da dati di breve durata; tale relazione mostra che il tempo in minuti in pioggia ha un rapporto costante con la pioggia della durata di 1 ora per lo stesso tempo di ritorno così come segue:

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0.54 \cdot t^{0.25} - 0.50$$

Dove:

- $h_{t,T}$ è l'altezza di pioggia espressa in mm di una durata t e tempo di ritorno T ;
- $h_{60,T}$ è l'altezza di pioggia di durata 1 ora con determinato tempo di ritorno T ;
- t è la durata di pioggia espressa in minuti.

Questa formula consente di calcolare l'altezza di pioggia di durata inferiore ai 60 minuti e tempo di ritorno a partire dal valore di $h_{60,T}$ ottenuto dalla curva di probabilità pluviometrica relativa allo stesso tempo di ritorno T .

Pertanto prendendo in considerazione la curva di possibilità pluviometrica $h_{60,T} = h_{1,200} = 62.626$ relativa alla durata di 1 ora e al tempo di ritorno $T=200$ anni ottenuta con la distribuzione di tipo TCEV e applicando la formula di Bell si ottengono i valori di pioggia inferiori all'ora di seguito riportati:

T=200					
t(min)	10	15	30	45	60
ht,T	28.82492	35.24055	47.83296	56.27640213	62.80794

Tabella 7-2 Valori di pioggia inferiori all'ora

I parametri della curva di possibilità pluviometrica per tempo di ritorno pari a $T=200$ e durata inferiore ad un'ora sono riportati di seguito, con tempo t espresso in minuti:

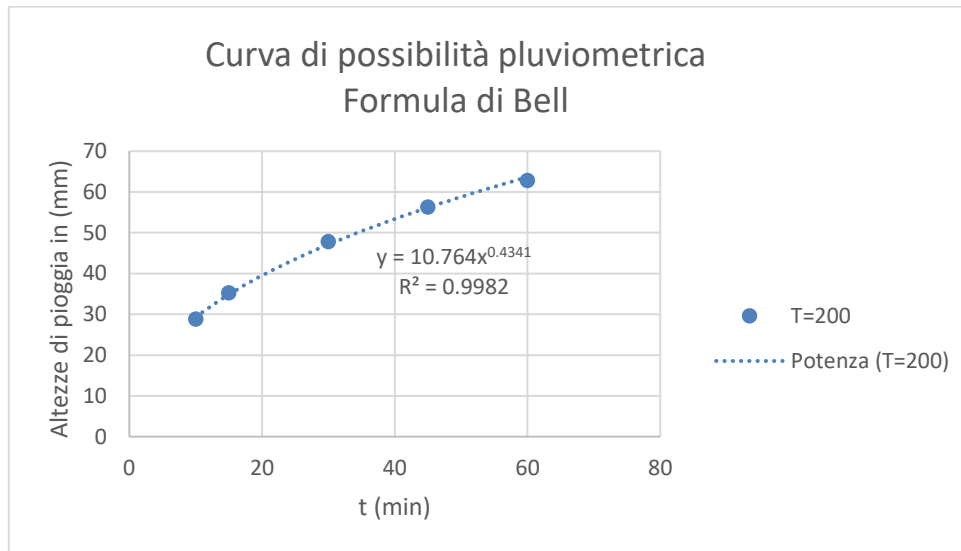


Figura 7-2 Curva di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora.

T	a	n
200	10.764	0.4341

Tabella 7-3 Parametri della curva di possibilità pluviometrica per durate inferiore all'ora

7.5. Applicazione metodo SCS – Curve number

Nonostante il bacino sia di dimensioni inferiori a 10 kmq, e pertanto basterebbe l'applicazione del metodo razionale per la determinazione della portata al colmo di piena, si è deciso comunque di eseguire il calcolo della portata di picco con il metodo del SCS Curve Number.

Dal momento che il processo di trasformazione afflussi-deflussi è composto da una prima fase, che consiste nella determinazione delle piogge nette e in una seconda fase che consiste nella trasformazione delle piogge nette in deflussi superficiali, al fine di poter effettuare tale trasformazione è stato utilizzato il software HEC-HMS, sviluppato dall'Hydrologic Engineering Service del US Army Corps of Engineers e che permette appunto di simulare la risposta di un bacino idrografico investito da un evento meteorico di caratteristiche note.

In particolare, utilizzando le informazioni ricavate dalla curva di possibilità pluviometrica stimata dalla distribuzione probabilistica TCEV al II livello di regionalizzazione ricalcolata con la formula di Bell per tempi di pioggia inferiore all'ora, si è ricavato il pluviogramma di progetto per un tempo di ritorno di 200 anni.

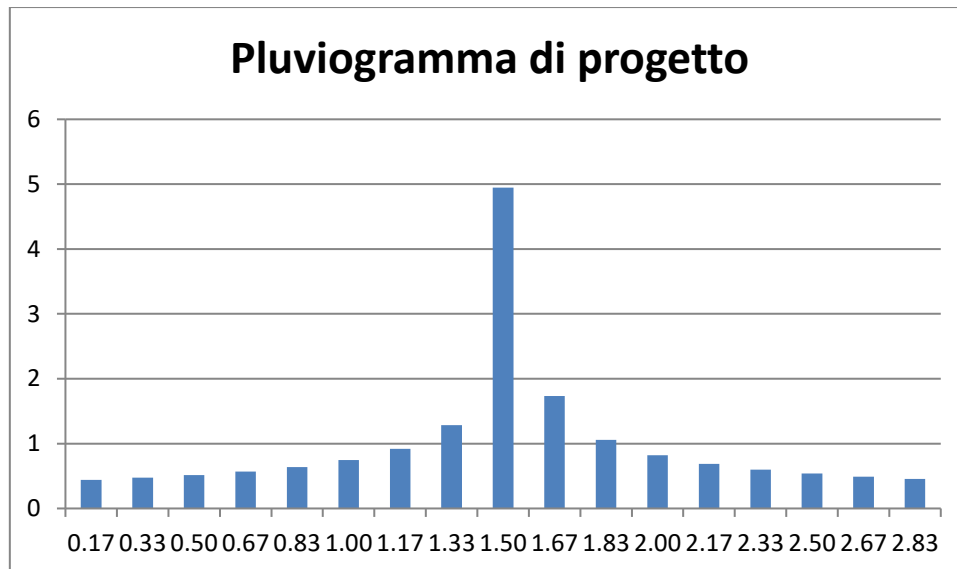


Figura 7-3 Pluviogramma di progetto

Il pluviogramma così determinato è stato caricato sul software HEC-HMS nel quale, per i bacini in esame, sono stati inseriti ulteriori dati relativi alla geometria. Il valore del curve number assunto pari a $CN(II) = 80$ è stato ricavato tenendo in considerazione sia la tabella di letteratura relativa alla classificazione del territorio che la carta geologica del territorio di Poggio Renatico, grazie al quale è stato possibile calcolare il $CN(III) = 90$ con la formula vista in precedenza.

Inseriti i dati necessari si è passati ad effettuare la simulazione idrologica dei bacini idrografici con la possibilità di selezionare diverse durate e intervalli di simulazione, nel caso specifico si è scelto di far durare la simulazione per 4 ore con intervallo di 10 minuti.

Nello specifico:

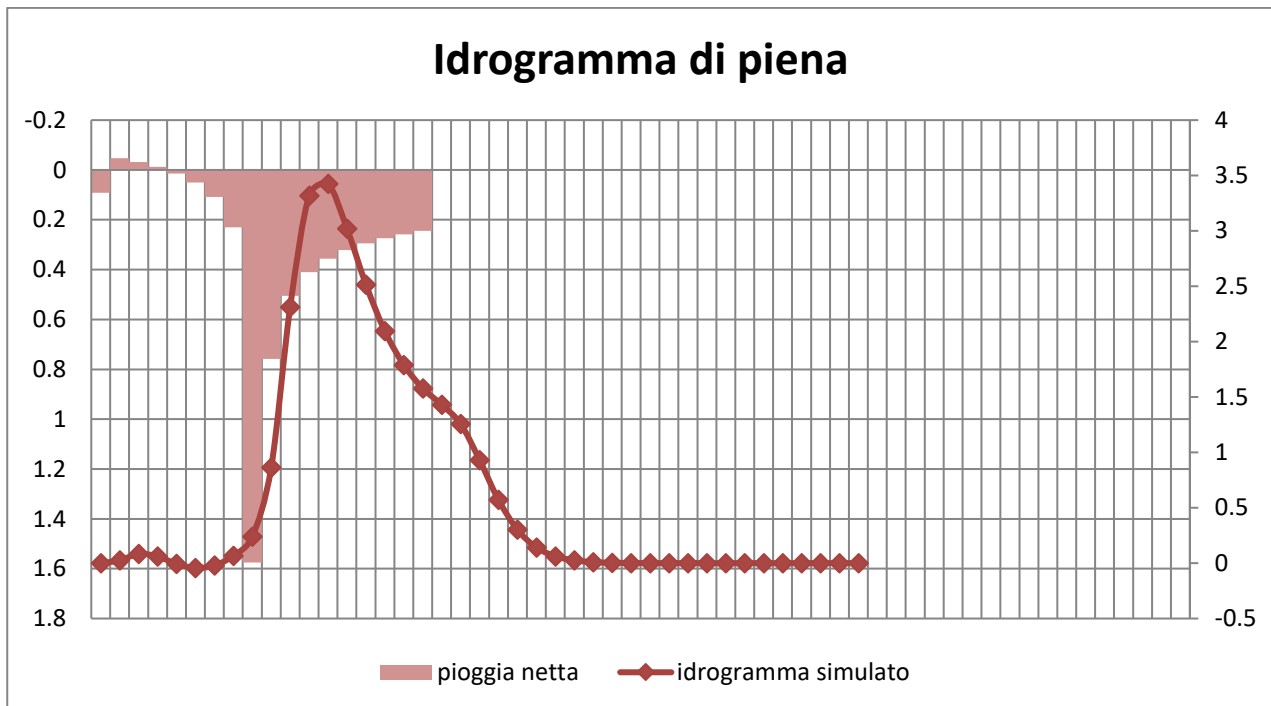


Figura 7-4– Idrogramma di piena per $Tr=200$ anni

Come si evince dall'idrogramma di piena la portata di picco per il bacino in esame è pari $3.3 \text{ m}^3/\text{s}$ e si verifica dopo circa due ore dall'inizio dell'evento di pioggia.

7.6. Verifica delle aree esondabili

La verifica delle aree esondabili è stata effettuata sul corso d'acqua in prossimità dell'area di impianto.

Dall'analisi delle immagini satellitari, dal sopralluogo effettuato e con l'aiuto del DTM Regionale della zona di interesse si è ipotizzato che il canale considerato nella simulazione abbia la seguente sezione trasversale:

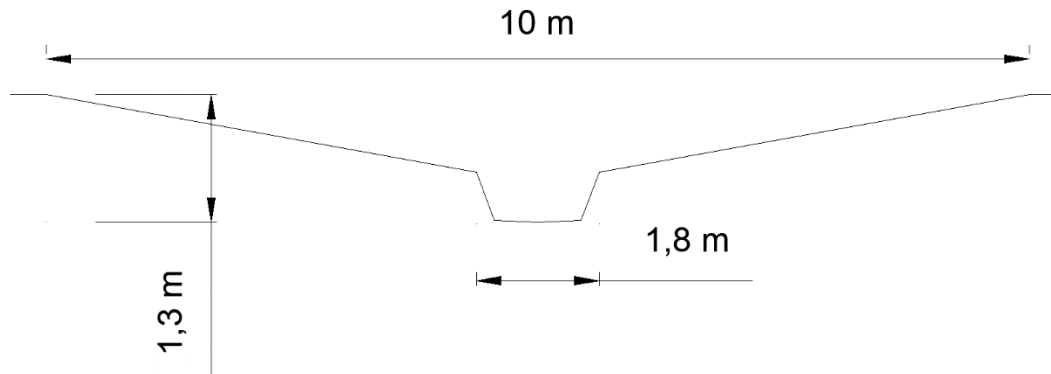


Figura 5. Sezione ipotizzata per il canale di scolo in esame

L'analisi idraulica è stata condotta in condizioni di moto permanente, utilizzando come input il picco di portata di piena calcolato con il metodo SCS curve – number.

La verifica è stata effettuata considerando un tempo di ritorno di 200 anni.

Il primo passaggio è stato quello di costruire un modello geometrico del canale di scolo.

La verifica delle aree esondabili è stata condotta utilizzando il software HEC-RAS 6.2 ed effettuando quindi la schematizzazione idraulica del fenomeno indagato come di seguito descritto:

- schematizzazione dello sviluppo longitudinale dei corsi d'acqua studiato sulla base del DTM;
- schematizzazione di sezioni trasversali dei corsi d'acqua:
- non essendo stato possibile effettuare dei rilievi puntuali delle sezioni dei corsi d'acqua da analizzare, le caratteristiche geometriche sono state desunte dal modello digitale del terreno.
- Inserimento del valore della scabrezza in termini di coefficiente di Manning che per la tipologia dei corsi d'acqua da analizzare è stato assunto un valore cautelativo pari a 0.025 sia per l'alveo del canale che per le sponde e la parte golenale determinato sulla base della tabellazione di Chow V.T., 1959

tipo di superficie	Minimo	Normale	Massimo
ALVEI DI PIANURA			
non vegetati, rettilinei, corrente regolare	0.025	0.030	0.033
come sopra ma con pietre e alghe	0.030	0.035	0.040
non vegetati, tortuosi con molienti e rapide	0.033	0.040	0.045
come sopra ma con pietre e alghe	0.035	0.045	0.050
come sopra, in magra	0.040	0.048	0.055
non vegetati, tortuosi, pietre, molienti e rapide	0.045	0.050	0.060
molto irregolari e alghe molto fitte	0.075	0.100	0.150
ALVEI DI MONTAGNA (SPONDE CON ALBERI E CESPUGLI)			
sul fondo: ghiaia, ciotoli e massi radi	0.030	0.040	0.050
sul fondo: ciotoli e grandi massi	0.040	0.050	0.070
GOLENE E PIANE INONDABILI			
prato senza cespugli, erba bassa	0.025	0.030	0.035
prato senza cespugli, erba alta	0.030	0.035	0.050
campi incolti	0.020	0.030	0.040
coltivazioni a filari	0.025	0.035	0.045
colture di cereali in pieno sviluppo	0.030	0.040	0.050
aree con cespugli sparsi e erba alta	0.035	0.050	0.070
aree con cespugli bassi e alberi, in inverno	0.035	0.050	0.060
aree con cespugli bassi e alberi, in estate	0.040	0.060	0.080
cespugli fitti, in inverno	0.045	0.070	0.110
cespugli fitti, in estate	0.070	0.100	0.160

Tabella 7-4 Valori del coefficiente di resistenza di Manning

- un elemento di fondamentale importanza è stato quello di definire le cosiddette “boundary conditions”, cioè le condizioni al contorno che hanno la capacità di influenzare le elaborazioni. Nello specifico per la sezione di monte è stato inserito il picco di portata, mentre per la sezione di valle è stata inserita la condizione di normal depth.

•

A questo punto è stato possibile eseguire una simulazione in condizioni di moto permanente.


7.7. Analisi idraulica

Per poter effettuare l'analisi idraulica sull'area il corso d'acqua è stato schematizzato tracciando le sezioni con passo pari a 100 metri per la lunghezza di circa 15 metri.



Figura 7-6 Schematizzazione delle sezioni sull'asta fluviale del bacino

I risultati della simulazione sono riportati nell'allegato 1 alla presente relazione e mostrano come l'intera portata di progetto viene convogliata interamente nel canale considerato confermando che non c'è pericolo di esondazione per l'area indagata.

 T E R N A G R O U P Terna Energy Solutions	CONNESSIONE AT STAZIONE RTN – CAVIDOTTO MT 15 kV - IMPIANTO UTENTE 132/15 kV RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA	PR_STZU_R_00030_03	
		Rev.03 del 01/08/2022	Pag. 42 a 61

8. RETE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE PIOVANE

Nella stazione elettrica RTN e nella Sottostazione Elettrica Utente è prevista una rete di raccolta delle acque meteoriche che ricadono sulle superfici impermeabilizzate, quali strade e piazzali asfaltati, e sulle coperture degli edifici. La rete sarà costituita da pozzetti di raccolta e da tubazioni, come indicativamente rappresentato nel disegno “DUDR2100B2132571” (Stazione RTN) e nel disegno “PR_STZU_D_00024_Schema di regimazione delle acque” (Sottostazione Elettrica Utente).

Le aree in corrispondenza delle apparecchiature elettriche AT saranno realizzate con superfici drenanti ricoperte a pietrisco riducendo così parzialmente le quantità d’acqua da smaltire.

La rete di drenaggio all’interno dell’area relativa alla Sottostazione Elettrica Utente è stata dimensionata secondo la metodologia riportata nei paragrafi a seguire. Le acque provenienti dalla Sottostazione Elettrica Utente saranno convogliate all’interno della rete di Smaltimento relativa alla Stazione Elettrica RTN e successivamente convogliate nella rete di smaltimento comunale (se presente) o nel corpo recettore individuato a nord delle stazioni (Scolo Uccellino II) previa esecuzione della verifica d’idoneità idraulica da effettuare nelle successive fasi progettuali.

8.1. Schematizzazione della soluzione adottata


1) Studio Pluviometrico dell’Area

Inizialmente è stato necessario determinare il regime pluviometrico che contraddistingue l’area d’interesse. Ciò è stato valutato mediante la curva di possibilità pluviometrica espressa dalla seguente equazione con tempo di ritorno 10 anni utilizzando il modello TCEV:

$$h = a t^n$$

dove:

- h è l’altezza di pioggia espressa in mm ;
- t è la durata in ore ;
- $a = 32.899 mm/h^n$;

 T E R N A G R O U P Terna Energy Solutions	CONNESSIONE AT STAZIONE RTN – CAVIDOTTO MT 15 kV - IMPIANTO UTENTE 132/15 kV	PR_STZU_R_00030_03	
	RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA	Rev.03 del 01/08/2022	Pag. 43 a 61

- $n = 0,2685$;

Per cui:

$$h = 32.899 t^{0.2685}$$

2) Predimensionamento dei Collettori

Il catalogo dei tubi scelti per il dimensionamento è stato riportato in seguito:

TUBI		
DN mm	Classe (1) kN/m ²	FN (2) kN/m
150	-	34
200	200	40
200	240	48
250	160	40
250	240	60
300	160	48
300	240	72
350	160	56
400	160	64
500	120	60
600	95	57

Tabella 8-1 Catalogo tubi

Per il dimensionamento dei vari collettori costituenti la fognatura pluviale è stata, dunque, impostato il metodo dell'invaso con il coefficiente udometrico.

La procedura si articola nei seguenti punti:

- a) Individuazione del singolo collettore e la relativa area del bacino drenante incidente su di esso A_{tot} per la stima del coefficiente di deflusso ϕ ;
- b) Calcolo del volume di piccoli invasi W_0 (m³) come segue:

$$W_0 = w_0 A$$

dove:

- w_0 : volume di pioggia che si raccoglie nei piccoli invasi presenti su tutto il bacino, ipotizzato pari a:

$$w_0 = 40 \frac{m^3}{ha} = 0.004 \frac{m^3}{m^2}$$

- A : area in cui ricade il singolo collettore espressa in m²;

- c) Calcolo del volume di monte W_M (m³) incidente sul singolo collettore;
- d) Scelta del diametro D_i , sotto l'ipotesi $DN = D_i$;

- e) Scelta del grado di riempimento $\frac{h}{D}$;
- f) Calcolo delle grandezze geometriche α , R ed Ω mediante le relazioni riportate in seguito:

$$- \alpha' = 2 \arccos \left(1 - \frac{2h}{D} \right)$$

(6)

$$- R = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{\sin \alpha'}{\alpha'} \right)$$

(7)

$$- \Omega = \frac{D^2}{8} (\alpha' - \sin \alpha')$$

(8)

- g) Calcolo del volume W_L relativo al singolo collettore di lunghezza L come:

$$W_L = \Omega L \quad [\text{m}^3]$$

- h) Calcolo del volume invasato nel collettore W_P ovvero il volume proprio:

$$W_P = W_0 + W_L = w_0 A + \Omega L \quad [\text{m}^3]$$

- i) Calcolo del volume complessivo:

$$W = W_p + W_M \quad [\text{m}^3]$$

- j) Calcolo della portata di moto uniforme Q_{MU} mediante la formula di Gauckler-Strickler:

$$Q_{MU} = K_S \Omega R^{2/3} i^{1/2} \quad \left[\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right]$$

con: $K_S = 75 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$


- k) Uguaglianza dei due coefficienti udometrici calcolati rispettivamente come:

$$u \left[\frac{l}{s \text{ ha}} \right] = \frac{Q_{Strickler}}{S_{rif}} \quad u^* \left[\frac{l}{s \text{ ha}} \right] = \frac{2168n \left(\varphi_{rif} \frac{a}{1000} \right)^{\frac{1}{n}}}{w^{\left(\frac{1}{n}-1 \right)}}$$

In cui S_{rif} è la superficie che tiene conto delle superfici a monte e w è il rapporto tra il volume totale e la superficie S_{rif} .

La procedura prevede un calcolo iterativo che faccia variare inizialmente il valore del diametro D e successivamente il grado di riempimento.

Se l'uguaglianza è soddisfatta il procedimento iterativo termina e si procede con la verifica della velocità la quale dovrà essere compresa nel range $0.5 \div 5 \text{ m/s}$, in caso contrario si torna al punto e) e si modifica il grado di riempimento fino a trovare la soluzione cercata,

 Terna Energy Solutions <small>T E R N A G R O U P</small>	CONNESSIONE AT STAZIONE RTN – CAVIDOTTO MT 15 kV - IMPIANTO UTENTE 132/15 kV		PR_STZU_R_00030_03	
	RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA		Rev.03 del 01/08/2022	Pag. 45 a 61

con l'accortezza di mantenere il grado di riempimento nel range $0.4 \div 0.85$. Qualora non si trovi la soluzione si torna al punto d) fissando un nuovo diametro.

8.2. Diametri di progetto collettori

La procedura sopra descritta, è stata applicata per l'intera area della stazione per cui è stato considerato un coefficiente di deflusso unitario, essendo la stessa totalmente impermeabile. L'intera superficie, inoltre è stata suddivisa in quattro bacini come riportato in tabella:

<i>DIAMETRI INTERNI COLLETTORI</i>					
BACINO NORD EST			BACINO NORD OVEST		
Area	513	m2	Area	513	m2
Lunghezza	23	m	Lunghezza	23	m
BACINO SUD EST			BACINO SUD OVEST		
Area	1605	m2	Area	1718	m2
Lunghezza	83	m	Lunghezza	96	m

Tabella 8-2 Caratteristiche bacini


Di seguito, vengono riportati i risultati della progettazione in tabelle.

Collettore	Pendenza j_i	Lungh. [m]	S_i [ha]	Sdi rif	$\phi_{1,i}$ [-]	ϕ_{i} medio pond. [-]	w_{0i} [mc/ha]	D_i [m]	h_i/D_i
1	0,010	23	0,0513	0,051	1	1,00	40	0,300	0,748
2	0,010	23	0,0513	0,051	1	1,00	40	0,300	0,748
3	0,010	83	0,1605	0,212	1	0,76	40	0,350	0,807
4	0,010	96	0,1718	0,223	1	0,77	40	0,350	0,792

Collettore	β_i [rad.]	π_i [m] = $\beta D/2$	R_i [m]	A_i [m ²]	Strikler: K Bazin: G Kutter: M	Valore	C	Q_c (Strick.) [mc/s]
1	4,180	0,627	0,090	0,057	K	70	46,90025	0,080
2	4,180	0,627	0,090	0,057	K	70	46,90025	0,080
3	4,464	0,781	0,106	0,083	K	70	48,19361	0,131
4	4,391	0,768	0,106	0,082	K	70	48,18658	0,129

Collettore	V	$u=Q/A$ [l/(s*ha)]	AL	w_0*S	W_p [mc]	W_m [mc]	W_0 [mc]	w_i [mc/mq]	u [l/(s*ha)]
1	1,411	1559,76	1,30	2,052	1,30	0,00	2	0,0065	1559,76
2	1,411	1559,76	1,30	2,052	1,30	0,00	2	0,0065	1559,76
3	1,573	617,81	6,91	6,42	6,91	0,00	6	0,0063	617,81
4	1,572	576,06	7,85	6,872	7,85	0,00	7	0,0066	576,06

Per la disposizione delle caditoie e dei collettori relativi si rimanda ai disegni “DUDR2100B2132571” (Stazione RTN) e nel disegno “PR_STZU_D_00024_Schema di regimazione delle acque” (Sottostazione Elettrica Utente).


 T E R N A G R O U P Terna Energy Solutions	CONNESSIONE AT STAZIONE RTN – CAVIDOTTO MT 15 kV - IMPIANTO UTENTE 132/15 kV RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA	PR_STZU_R_00030_03	
		Rev.03 del 01/08/2022	Pag. 47 a 61

9. CONCLUSIONI

Sulla scorta di quanto illustrato nel presente studio è possibile affermare che:

- L'area di progetto ricade, all'interno del bacino idrografico del Burana- Po di Volano per il quale è possibile stimare afflussi meteorici corrispondenti a diversi tempi di ritorno sulla base di un campione di dati pluviometrici statisticamente significativo, costituito in particolare da serie storiche riferite ad eventi di massima intensità e di durata pari a 1, 3, 6, 12, 24 ore, disponibili con riferimento ad un periodo compreso tra il 1946 ed il 1989 per le stazioni di Ferrara, Poggio Renatico e Malalbergo;
- Per quanto concerne l'analisi statistica degli estremi idrologici, essa è stata condotta utilizzando il Metodo di Gumbel ed il Modello introdotto dal progetto VAPI (TCEV);
- Per il calcolo della portata di progetto è stato utilizzato il software HEC-HMS, considerando un modello di trasformazione Afflussi-Deflussi ed utilizzando il metodo del CN;
- Per quanto riguarda la modellazione idraulica, condotta con il software HEC-RAS, è stata utilizzata la portata ricavata a partire dalle altezze di pioggia calcolate con TCEV per il tempo di ritorno di 200 anni. Dopo aver ricavato tutte le caratteristiche geometriche delle sezioni ed inserito gli opportuni coefficienti, è stata condotta un'analisi monodimensionale con moto permanente;
- **Partendo dai risultati del modello, si può affermare che non generano alcuna pericolosità o condizione di rischio idraulico per la SSE, per la SE e per i relativi raccordi aerei AT;**
- Per quanto riguarda lo smaltimento delle acque superficiali, nella stazione elettrica RTN e nella Sottostazione Elettrica Utente è prevista una rete di raccolta delle acque meteoriche. La rete sarà costituita da pozzetti di raccolta e da tubazioni, come indicativamente rappresentato nel disegno "DUDR2100B2132571" (Stazione RTN) e nel disegno "PR_STZU_D_00024_Schema di regimazione delle acque" (Sottostazione Elettrica Utente).

Le aree in corrispondenza delle apparecchiature elettriche AT saranno realizzate con superfici drenanti ricoperte a pietrisco riducendo così parzialmente le quantità d'acqua da smaltire. **Le acque meteoriche della Stazione Elettrica e della**

 T E R N A G R O U P Terna Energy Solutions	CONNESSIONE AT STAZIONE RTN – CAVIDOTTO MT 15 kV - IMPIANTO UTENTE 132/15 kV RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA	PR_STZU_R_00030_03	
		Rev.03 del 01/08/2022	Pag. 48 a 61

Sottostazione Elettrica Utente verranno convogliate nella rete di smaltimento comunale (se presente) o nel corpo recettore individuato a nord delle stazioni (Scolo Uccellino II).

Il Tecnico

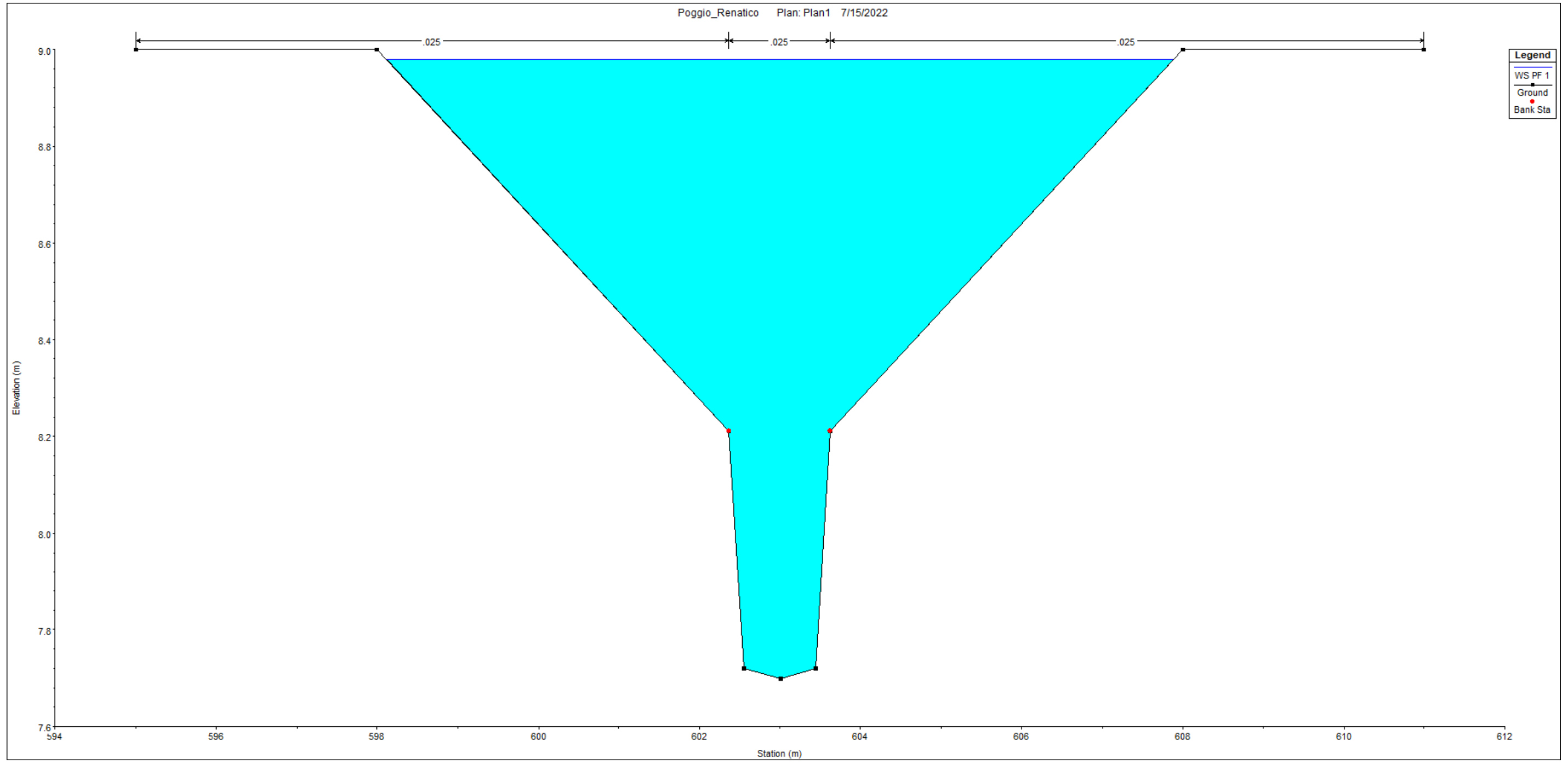
Ing. Leonardo Sblendido



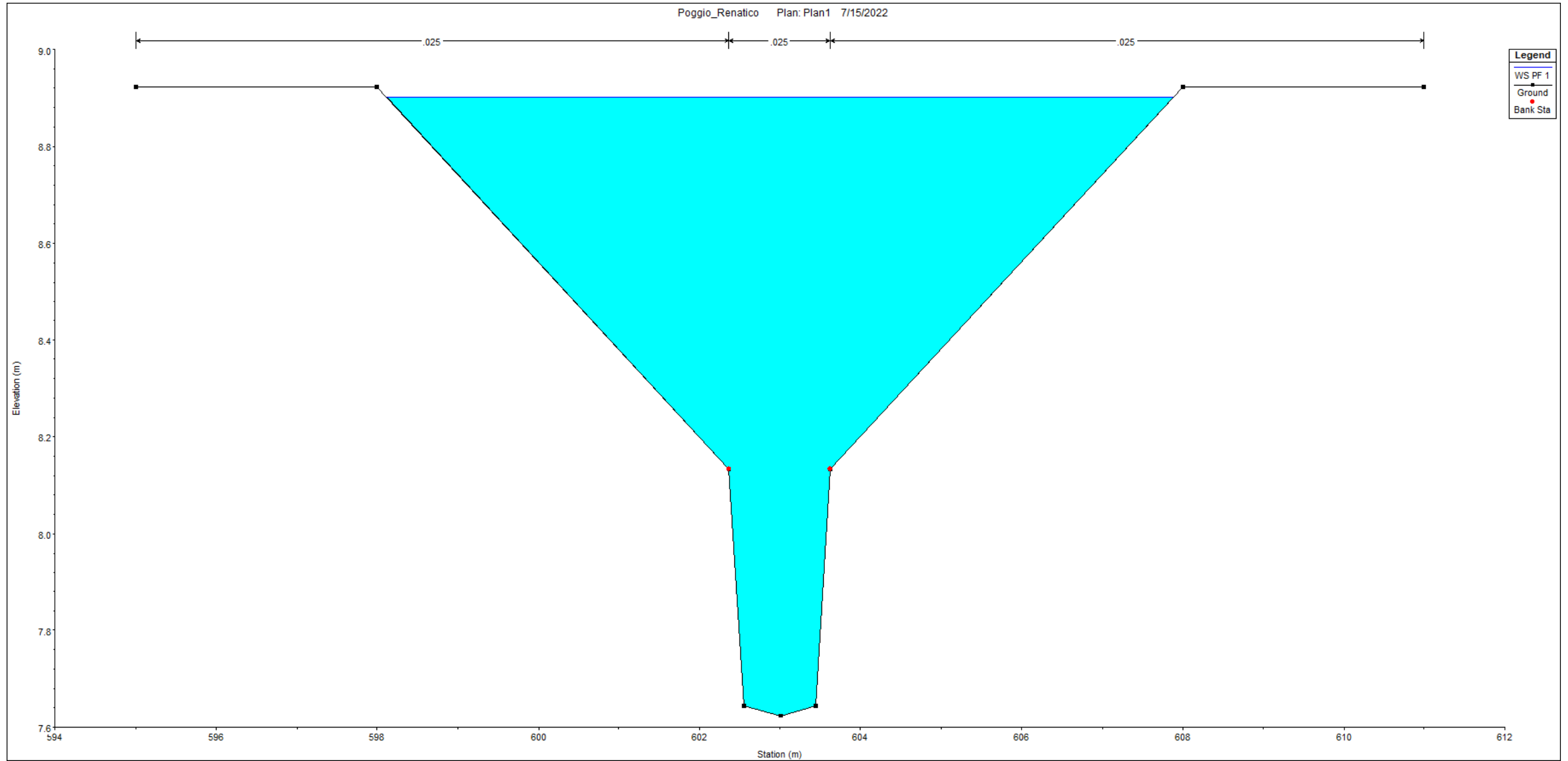
The image shows a handwritten signature in blue ink that reads "Leonardo Sblendido". The signature is written over a circular professional stamp. The stamp contains the following text: "ORDINE INGEGNERI COSENZA", "Ingegnere", "LEONARDO SBLENDIDO", "Laurea in Ingegneria", "Sezione A n. 1947", "Settori: Civile - Ambientale - Industriale - Informazione".

10 ALLEGATO 1 – SEZIONI (Risultati dell'Analisi Idraulica)

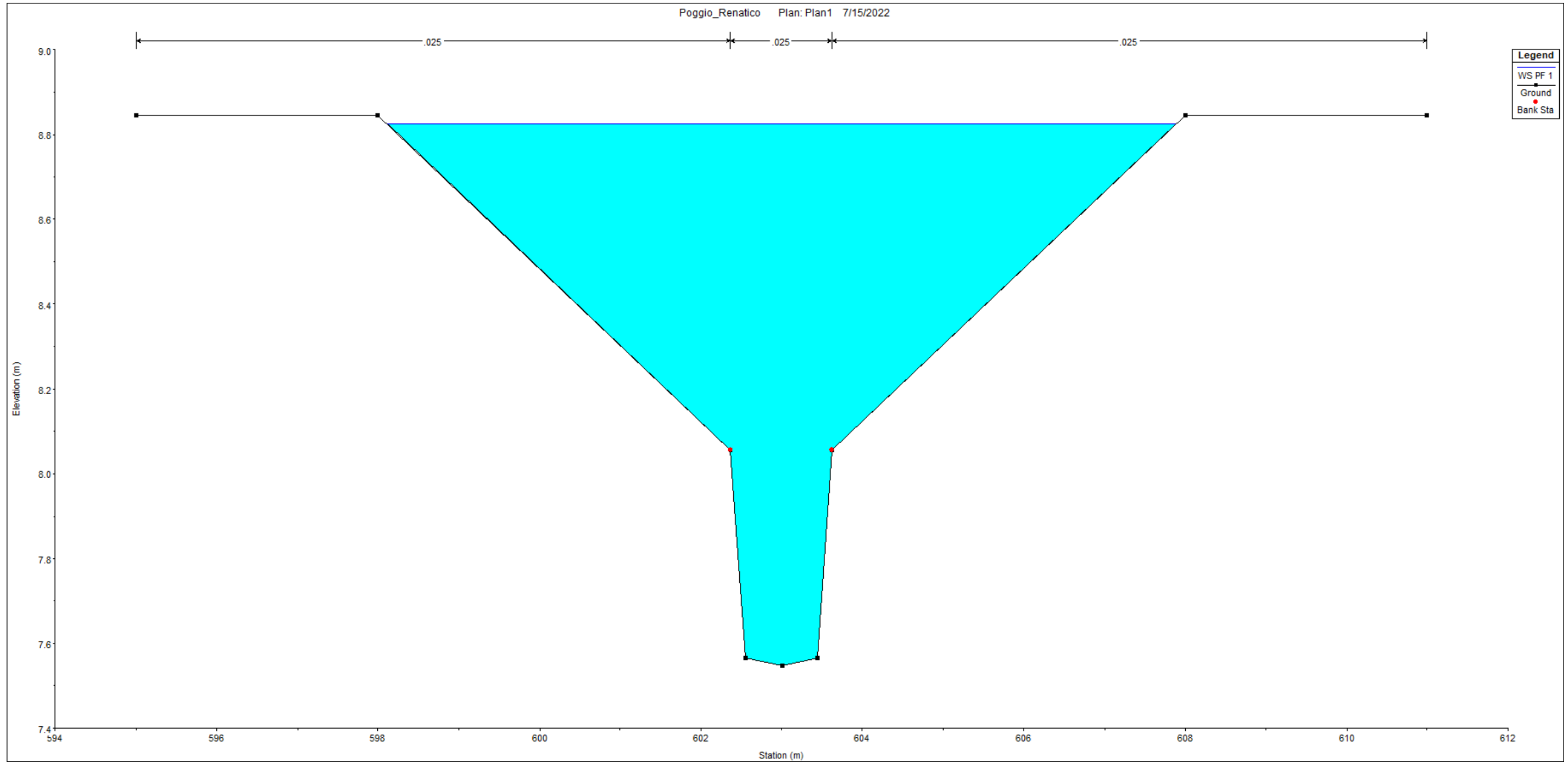
SEZIONE 13



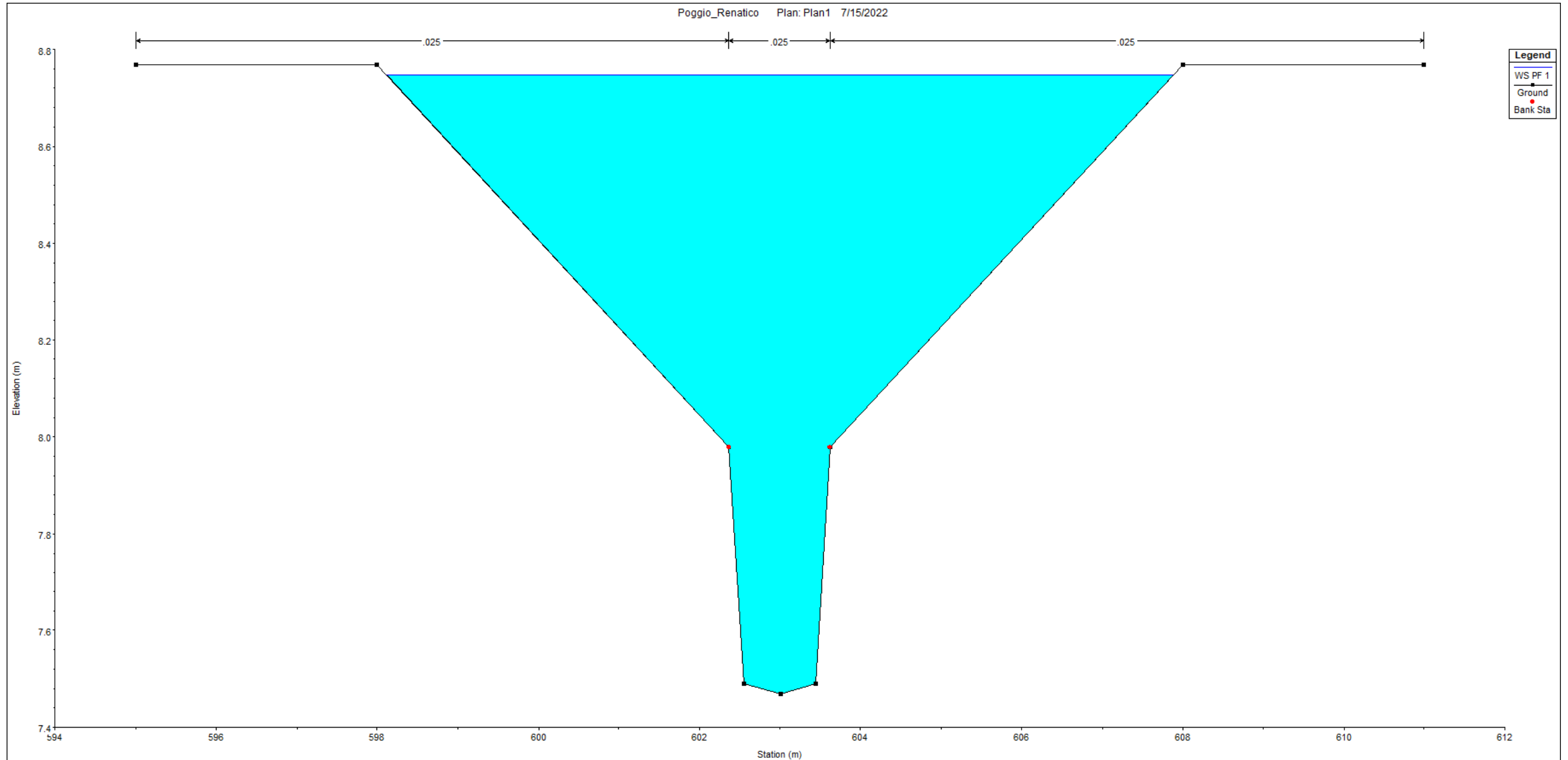
SEZIONE 12



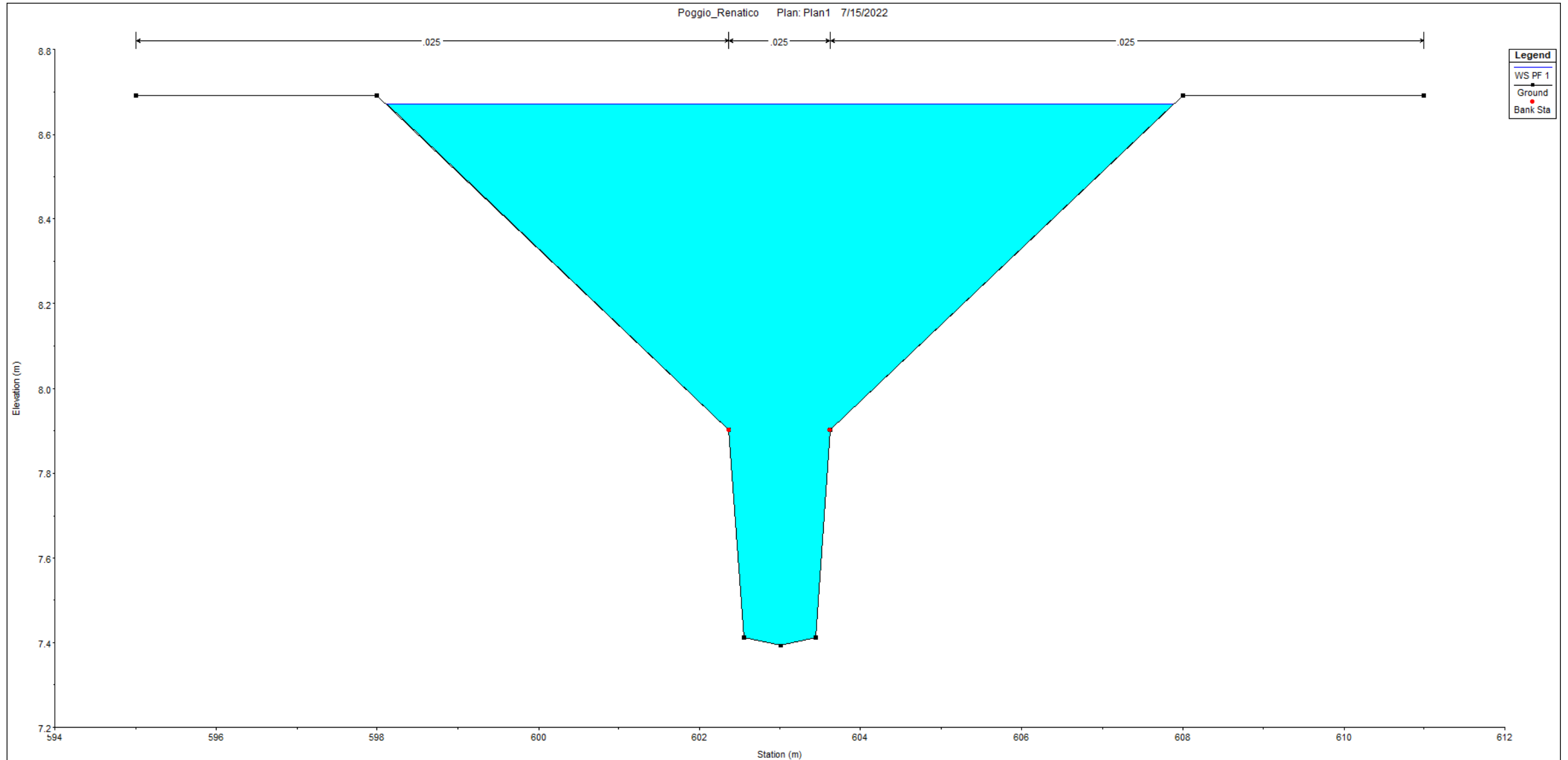
SEZIONE 11



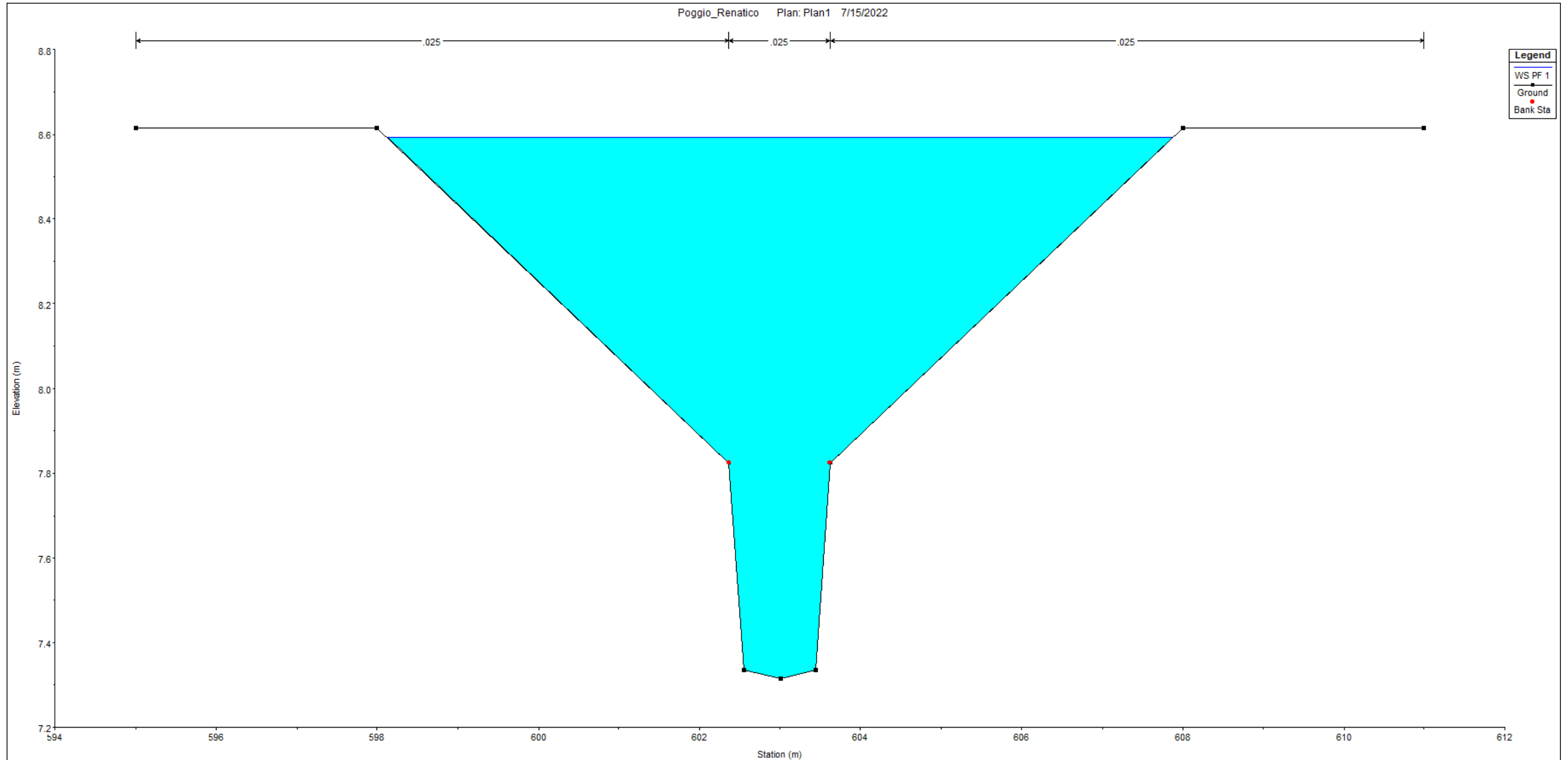
SEZIONE 10



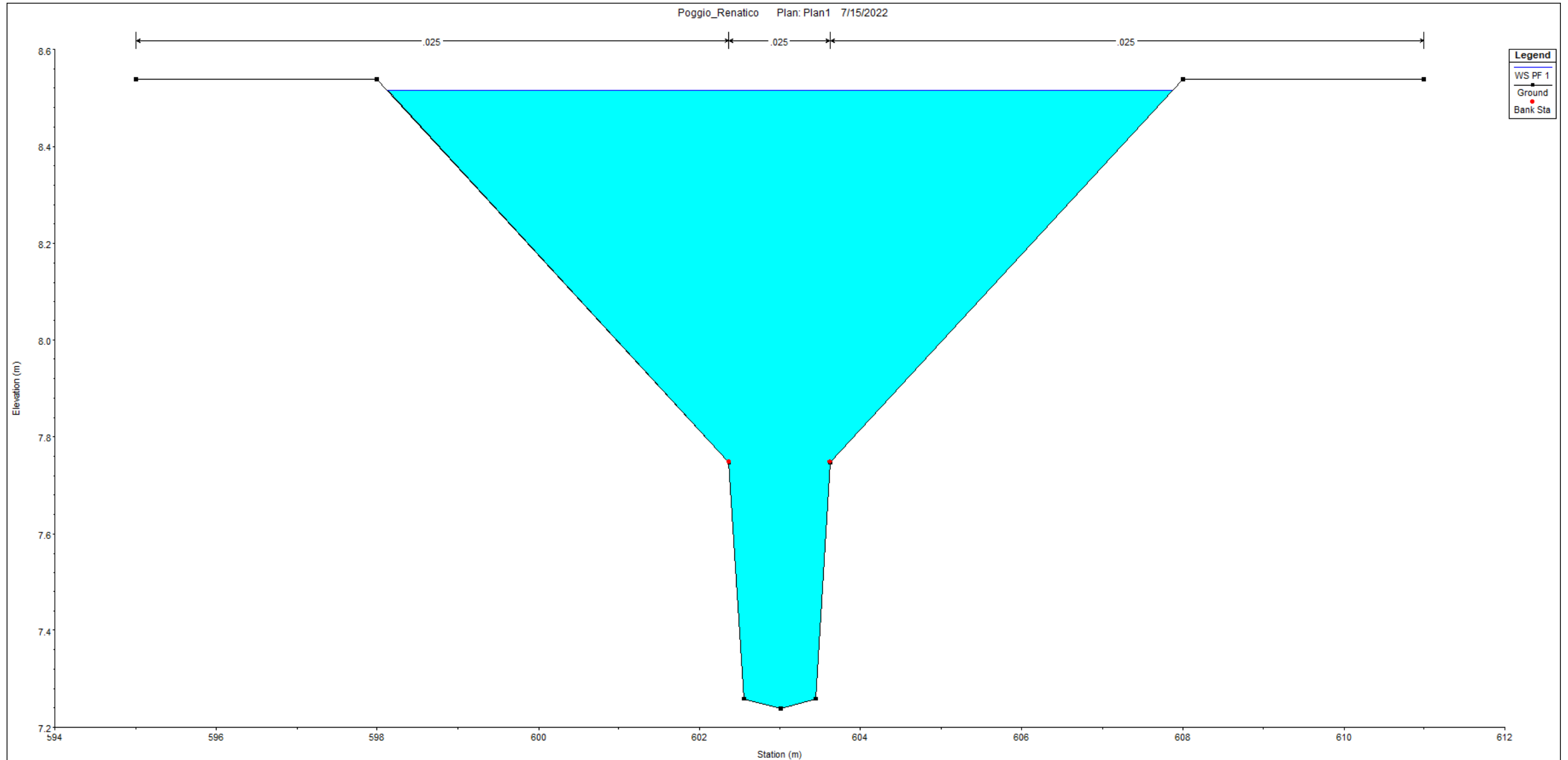
SEZIONE 9



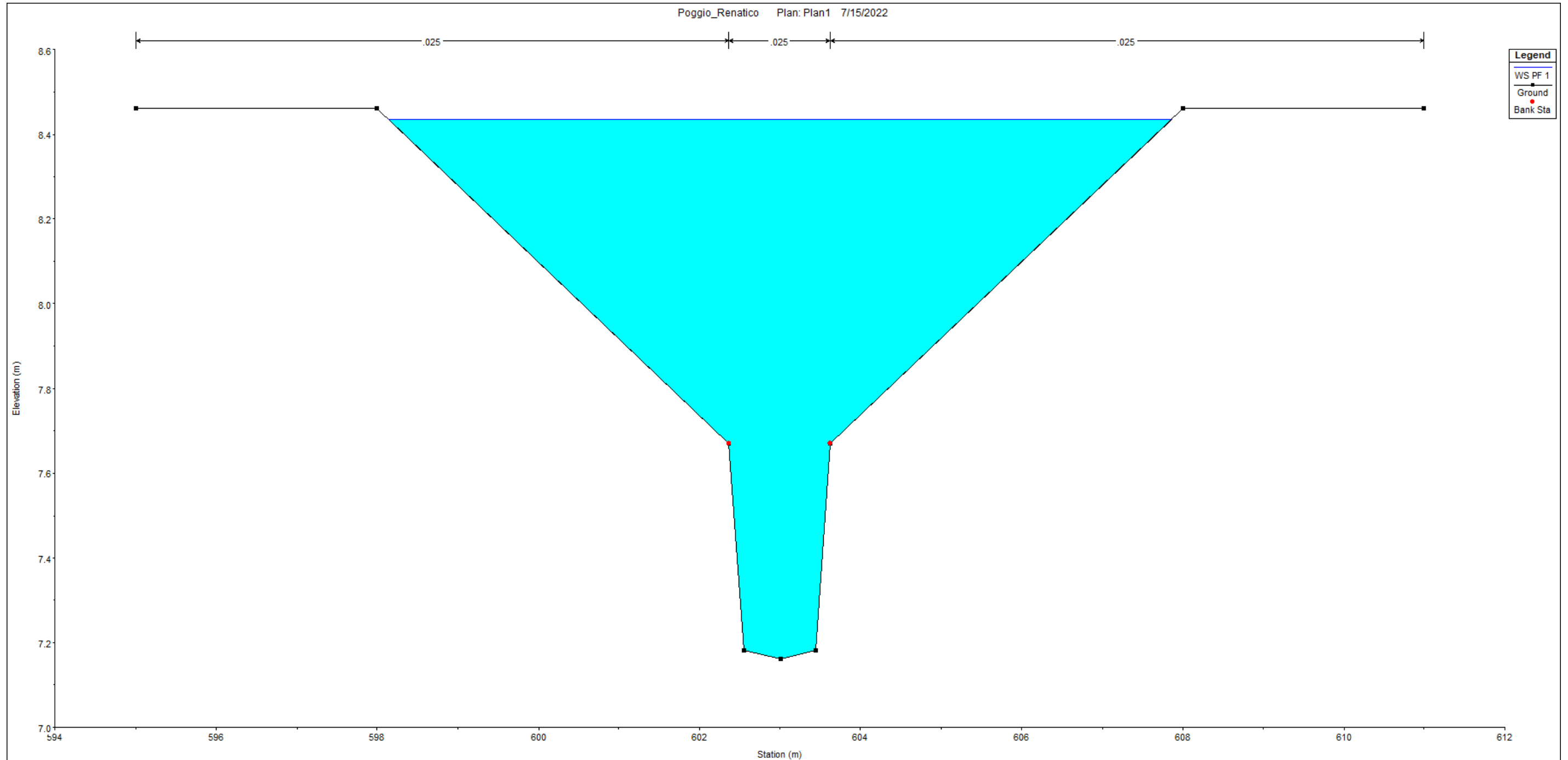
SEZIONE 8



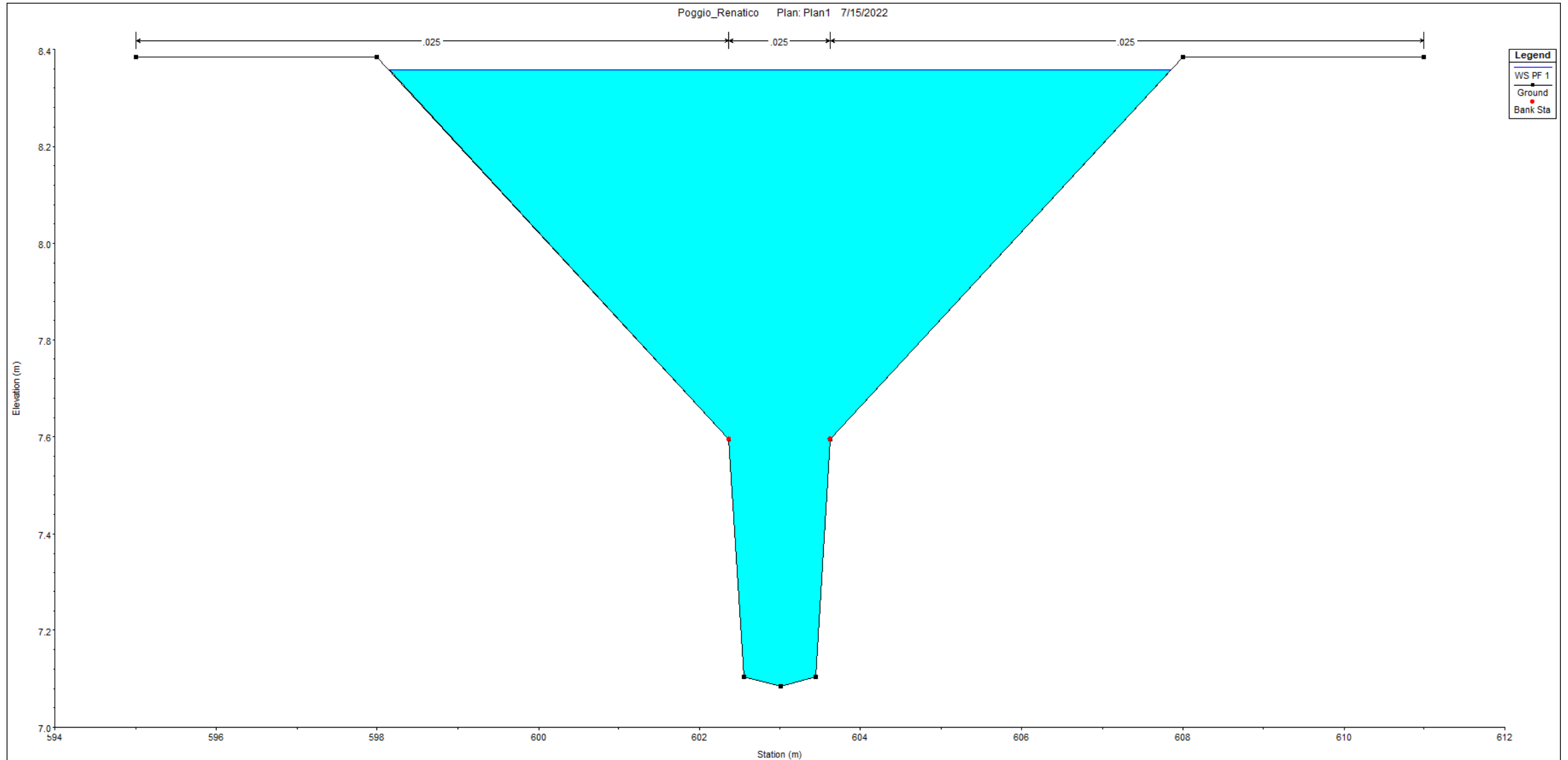
SEZIONE 7



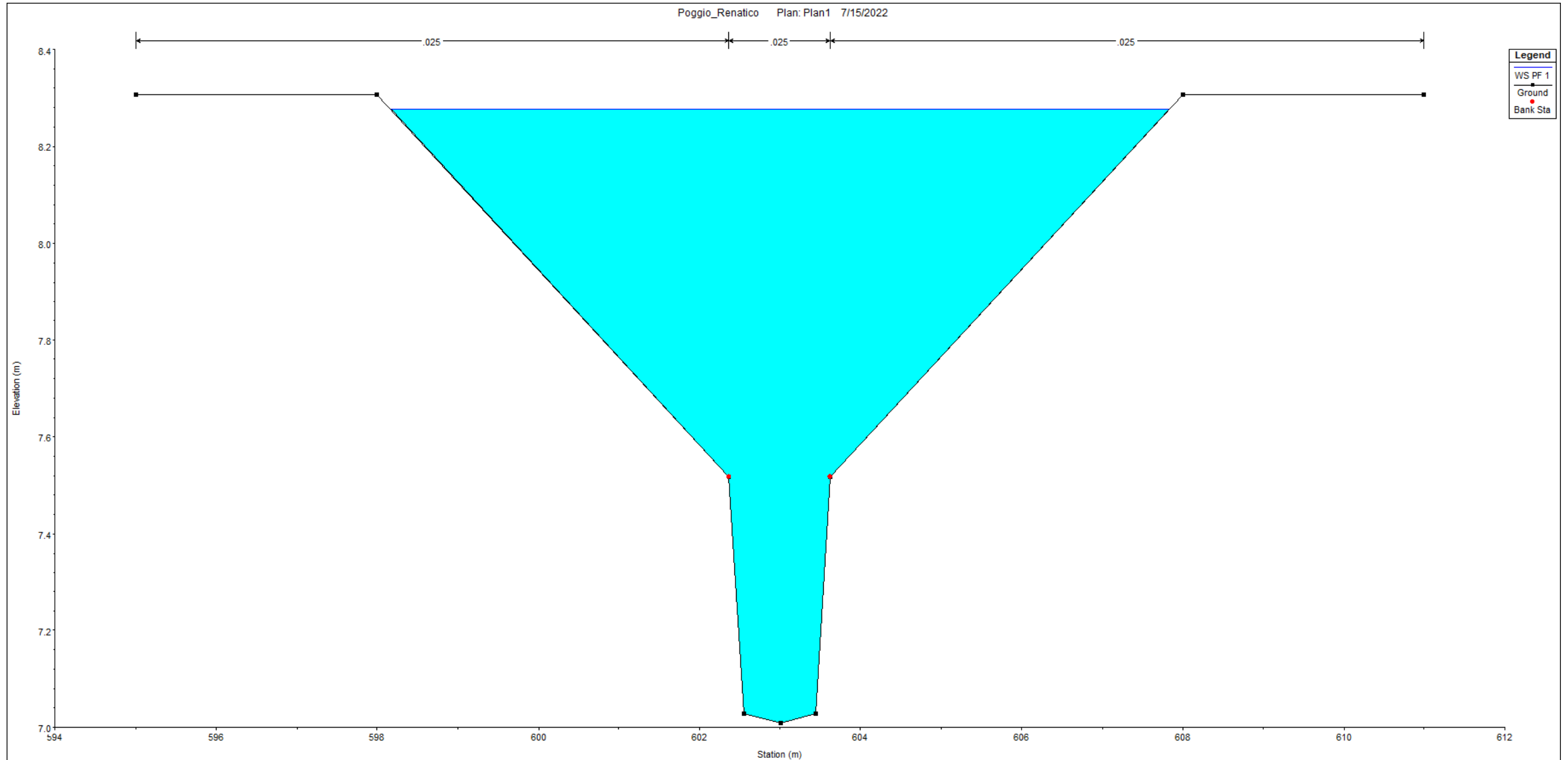
SEZIONE 6



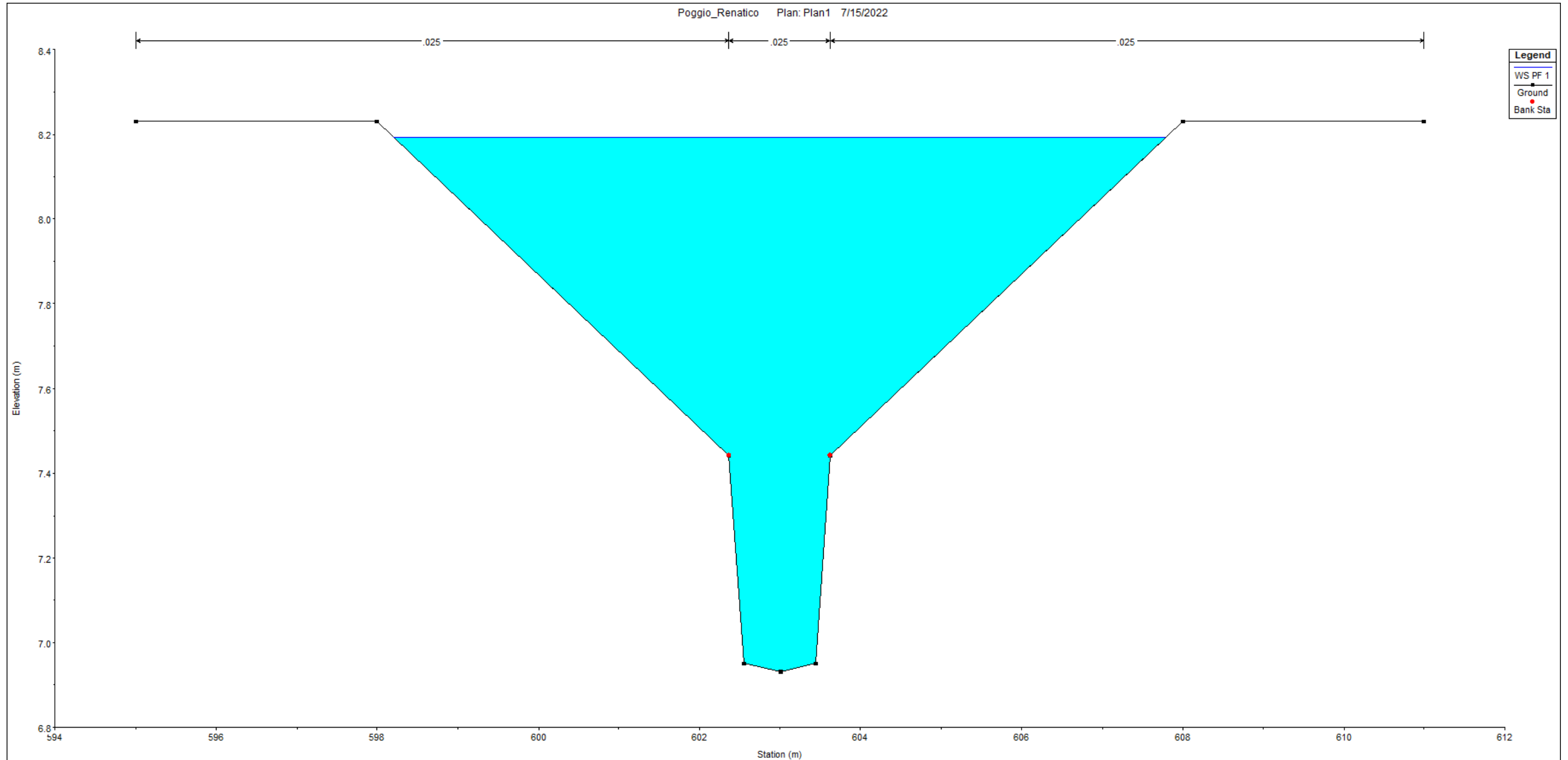
SEZIONE 5



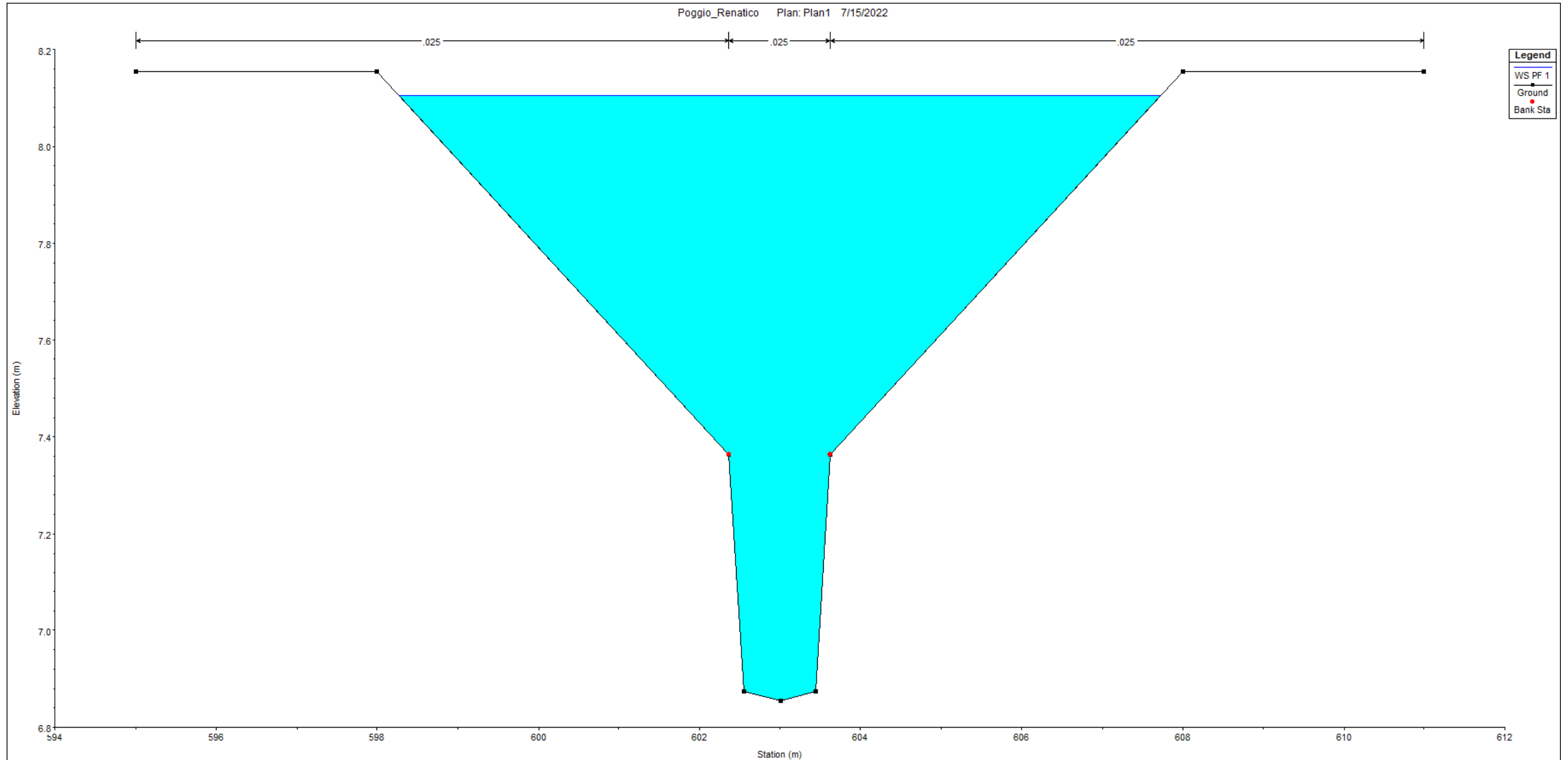
SEZIONE 4



SEZIONE 3



SEZIONE 2



SEZIONE 1

