

REGIONE PUGLIA

Provincia di BRINDISI



COMUNE DI BRINDISI

COMUNE DI MESAGNE



**PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO
EOLICO DENOMINATO "CE BRINDISI SUD" COSTITUITO DA
6 AEROGENERATORI CON POTENZA COMPLESSIVA DI 36 MW
E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ALLA R.T.N.**

Studio di compatibilità idraulica e idrologica

ELABORATO

PR06

PROPONENTE:

**AEI WIND
PROJECT I SRL**

P.I 16805301005
Via Vincenzo Bellini,
22 00198 Roma



AEI WIND PROJECT I S.R.L.
Via Vincenzo Bellini, 22
00198 Roma (RM)
pec: aeiwind-prima@legalmail.it

CONSULENZA:

Dott.ssa Paola D'ANGELA

Dott. Ing. Rocco CARONE

Dott. Geol. Michele VALERIO

PROGETTISTI:


ATECH
SOCIETÀ DI INGEGNERIA

Via Caduti di Nassiriya 55
70124 Bari (BA)
e-mail: atechsrl@libero.it
pec: atechsrl@legalmail.it

DIRETTORE TECNICO

Dott. Ing. Orazio TRICARICO
Ordine ingegneri di Bari n. 4985



Dott. Ing. Alessandro ANTEZZA

Ordine ingegneri di Bari n. 10743



EM./REV.	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	DESCRIZIONE
0	OTTOBRE 2022	C.C.- V.D.P.	A.A.	O.T.	Progetto definitivo

INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	2
3. AREE SOGGETTE A TUTELA DA PARTE DELL'AUTORITA' DI BACINO DELL'APPENNINO MERIDIONALE – SEDE PUGLIA	5
4. DESCRIZIONE DELLE INTERFERENZE.....	9
5. INQUADRAMENTO DEI BACINI IDROGRAFICI	12
4.1 Inquadramento geologico	14
4.2 Uso del suolo	15
6. ANALISI REGIONALE DELLE PIOGGE IN PUGLIA.....	16
6.1 Curve di possibilità climatica	21
7. ANALISI IDRAULICA.....	26
7.1 Valutazione portate di piena	26
7.2 Considerazioni finali sulla portata di piena	34
8. MODELLAZIONE IDRAULICA	35
8.1 Asta A	37
8.2 Asta B	43
9. CONCLUSIONI.....	48
ALLEGATI.....	50



1. PREMESSA

La presente **Relazione di Compatibilità Idrologica ed Idraulica** è stata redatta nell'ambito di un progetto per **la realizzazione di un parco eolico avente potenza complessiva pari a 36 MW e relative opere di connessione alla RTN da realizzare nei comuni di Brindisi (BR) e Mesagne (BR).**

In particolare, la soluzione di connessione dell'impianto alla RTN, secondo quanto indicato nel preventivo cod. prat. 202200677 rilasciato dal gestore di rete TERNA SpA al proponente, la società AEI WIND PROJECT I Srl, avente sede legale in via V. Bellini n.22 in Roma, prevede la realizzazione di una sottostazione elettrica di trasformazione dell'energia prodotta dal parco eolico (SE di utenza) alla quale convergeranno i cavi di potenza e controllo provenienti dal parco eolico, da collegare in antenna a 36 kV su futuro ampliamento della Stazione Elettrica (SE) di Trasformazione della RTN a 380/150 kV denominata "Brindisi Sud".

Pertanto il nuovo elettrodotto in antenna a 36 kV per il collegamento della centrale sulla Stazione Elettrica della RTN costituirà impianto di utenza per la connessione, mentre lo stallo arrivo produttore a 36 kV nella suddetta stazione costituirà impianto di rete per la connessione.

Il layout dell'impianto è costituito da 6 turbine eoliche tripala, ciascuna avente potenza di 6,0 MW, diametro rotore pari a 170 m e altezza al mozzo di 135 metri.

La finalità del presente studio è quella di verificare la compatibilità, ai sensi del PAI del Distretto dell'Appennino Meridionale, dei terreni alla realizzazione futura dell'impianto e ad individuare eventuali aree inondabili interferenti con gli stessi.

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il sito interessato dalla realizzazione dell'impianto denominato **CE Brindisi Sud** si sviluppa nei territori dei **Comuni di Brindisi e Mesagne (BR).**

Il sito di intervento è situato a sud ovest del centro abitato di Brindisi, a circa 7 km, e ad est del centro abitato di Mesagne a circa 2,7 km.

È raggiungibile a nord, direttamente dalla strada provinciale SP81, da imboccare percorrendo o la SS16 ad est, oppure la SS7 ad ovest.



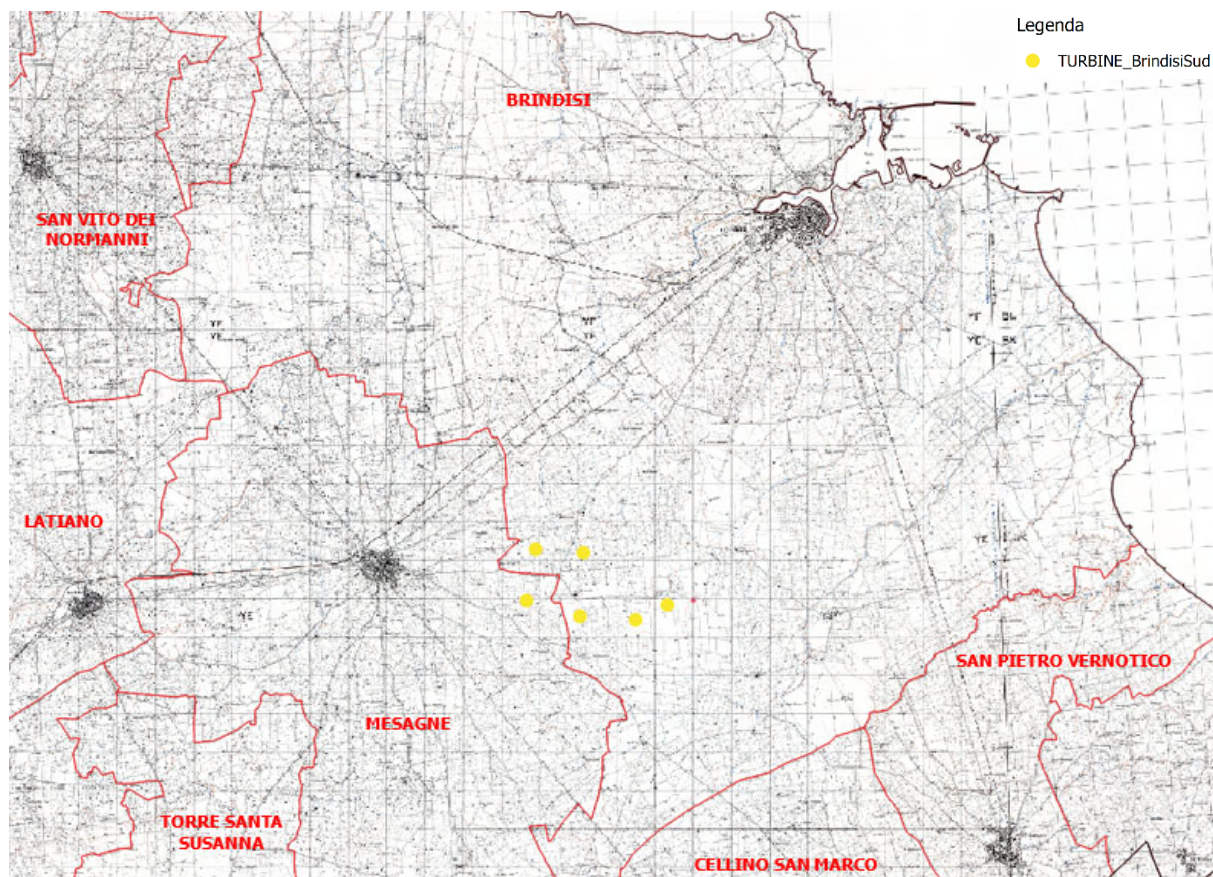


FIG 1 Inquadramento territoriale su IGM 100.000

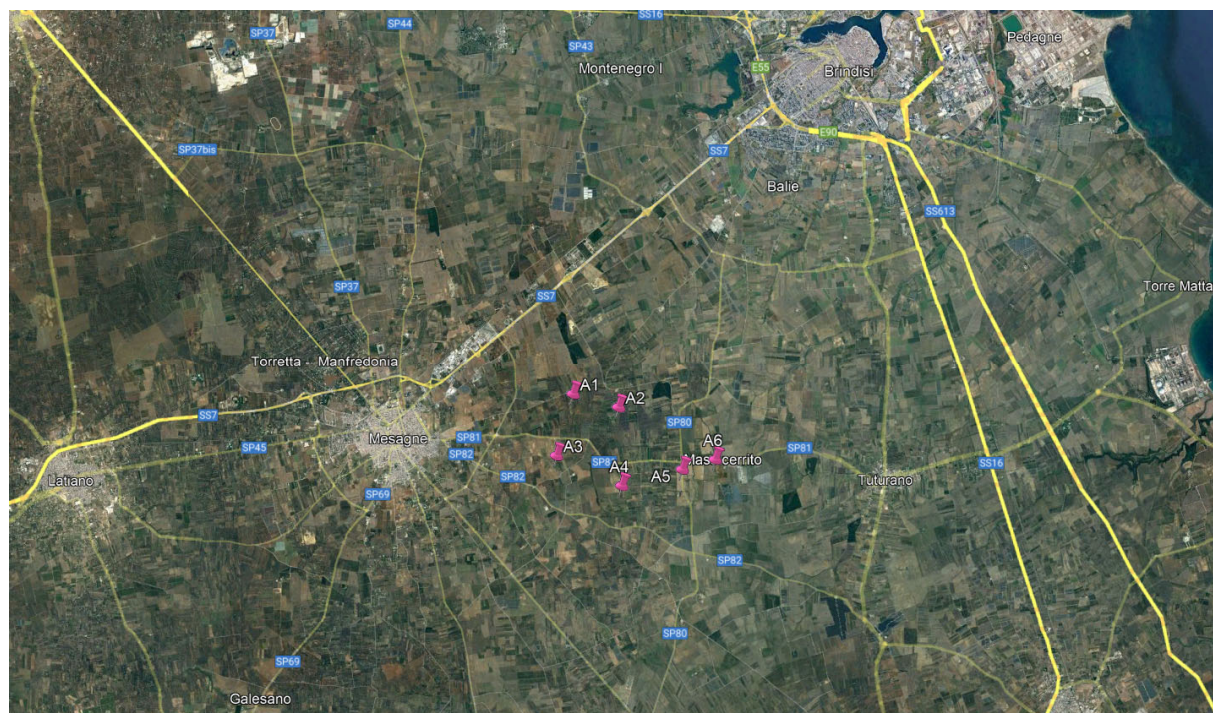


FIG 2 Inquadramento intervento di area vasta con indicazione della viabilità extraurbana- fonte Google



Nelle immagini seguenti sono riportate gli inquadramenti di dettaglio del layout su base CTR e ortofoto.

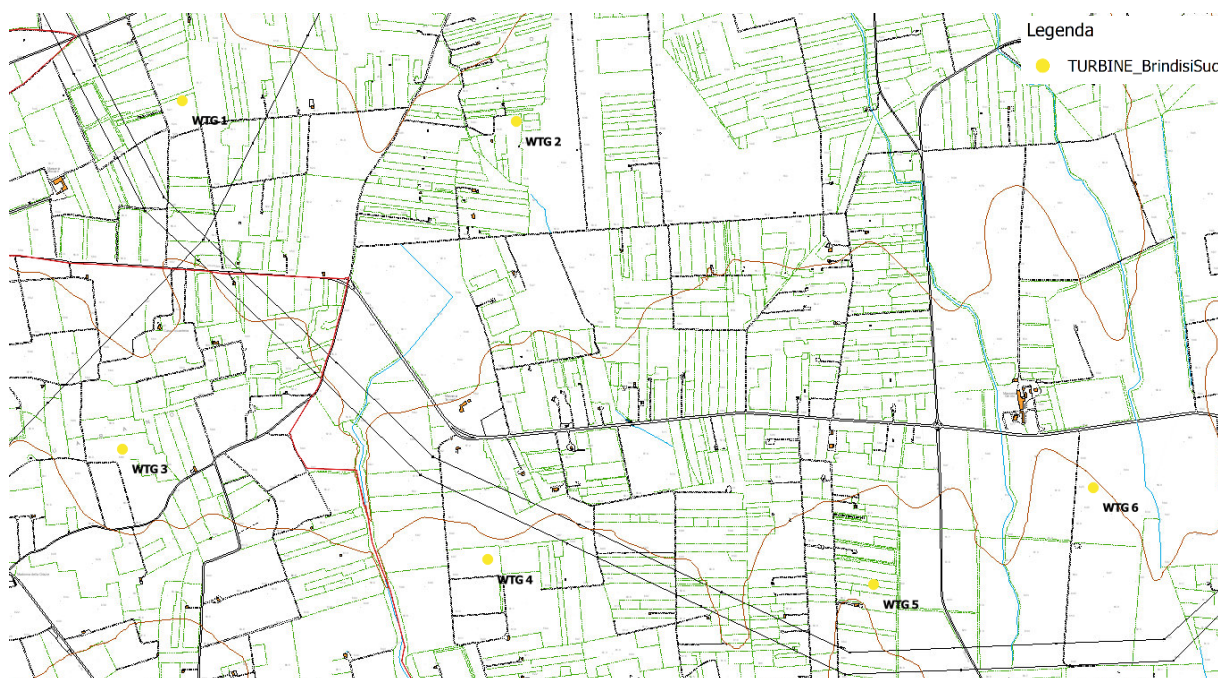


FIG 3 Area di intervento su base CTR



FIG 4 Area di intervento: dettaglio layout di progetto su ortofoto

3. AREE SOGGETTE A TUTELA DA PARTE DELL'AUTORITA' DI BACINO DELL'APPENNINO MERIDIONALE – SEDE PUGLIA

Poiché l'area di intervento ricade su un suolo di competenza dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale – Sede Puglia (di seguito semplicemente denominata AdBP), in relazione alle condizioni idrauliche, alla tutela dell'ambiente ed alla prevenzione da possibili effetti dannosi prodotti dall'intervento antropico proposto, sono prese in esame le Norme Tecniche di Attuazione del Piano di Bacino Stralcio Assetto Idrogeologico (PAI) redatte dalla stessa Autorità.

Conformemente al D.P.C.M. del 29 Settembre 1998, l'Autorità di Bacino ha individuato i tempi di ritorno T_r in 30, 200 e 500 anni per la determinazione, rispettivamente, delle aree soggette ad Alta Probabilità (A.P.), Media Probabilità (M.P.) e Bassa Probabilità (B.P.) di esondazione.



FIG 5 Sovrapposizione con aree a pericolosità idraulica e geomorfologica su IGM

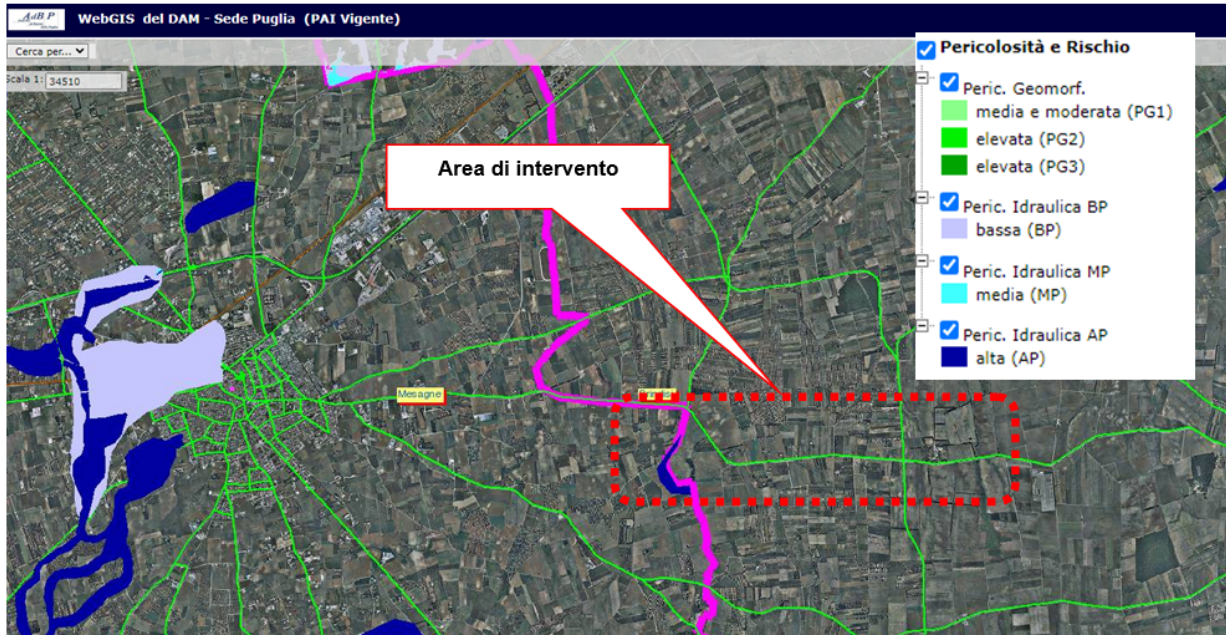


FIG 6 Sovrapposizione con aree a pericolosità idraulica e geomorfologica su ortofoto

Dall'analisi della Carta delle Aree soggette a Rischio Idrogeologico del PAI, l'area di intervento **non è perimetrata per pericolosità idraulica o geomorfologica.**

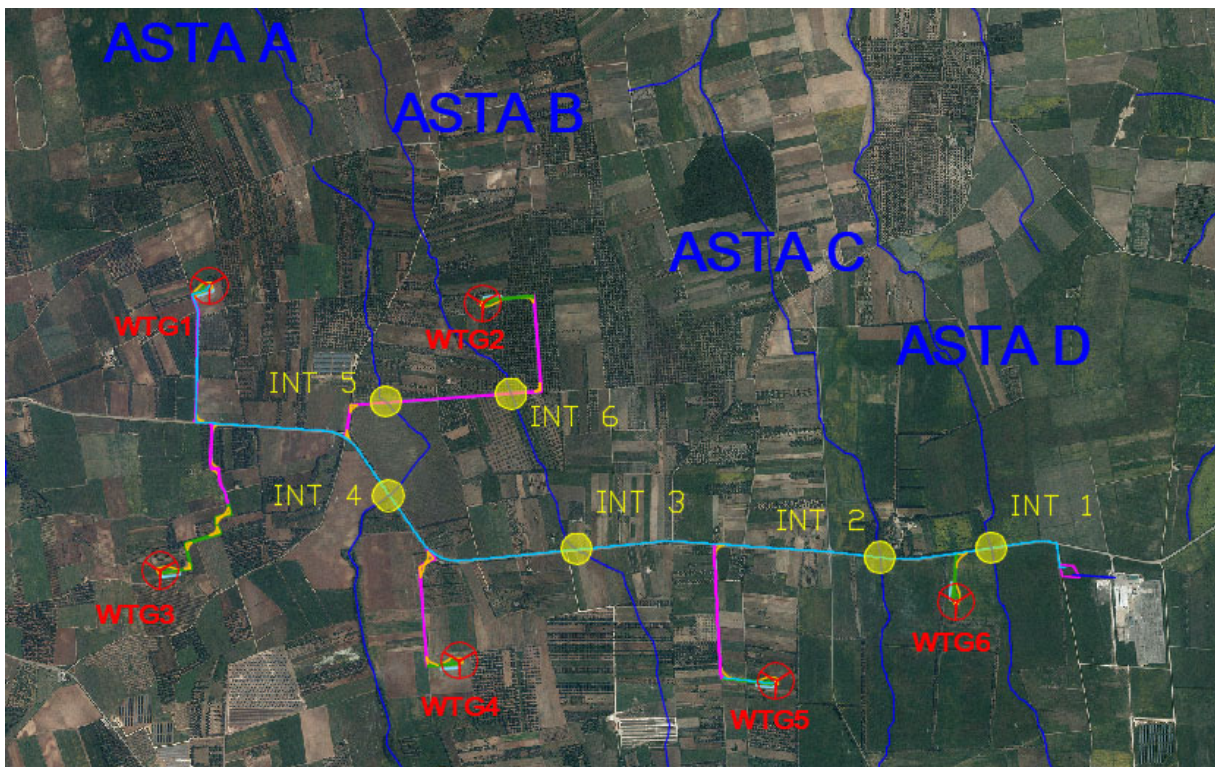


FIG 7 Individuazione delle intersezioni con il reticolo idrogeomorfologico su base ortofoto

Tuttavia, come è possibile desumere dall'immagine precedente, che riporta uno stralcio

della carta idrogeomorfologica della Regione Puglia, il cavidotto di MT interseca il reticolo ufficiale presente in sei punti distinti.

Questi attraversamenti saranno in parte risolti con opere di staffaggio sul lato di valle ed in parte risolti con la tecnica della trivellazione orizzontale controllata - T.O.C.:

- Intersezioni INT. 1, INT. 2, INT. 3 e INT. 4: con opere di staffaggio sul lato di valle degli attraversamenti esistenti lungo la SP 81;
- intersezioni INT. 5 e INT. 6: con la tecnica della trivellazione orizzontale controllata - T.O.C..

Entrambe le soluzioni sono atte ad evitare interferenze sul regime idraulico e a limitare l'impatto ambientale.

Tuttavia, gli impianti di produzione di energia elettrica da fonti rinnovabili, sono opere di **pubblica utilità** ai sensi del Decreto Legislativo 29 Dicembre 2003, n.387 (Attuazione della direttiva 2001/77/CE relativa alla promozione dell'energia elettrica da fonti energetiche rinnovabili nel mercato interno dell'elettricità) e pertanto sono consentite anche in aree classificate come Alvei fluviali in modellamento attivo e Aree golenali, **ai sensi dell'art. 6 e 10 delle NTA del PAI**, purché coerenti con gli obiettivi del Piano stesso.

Pertanto tutte le opere di progetto site a meno di 150 metri dalle aste del reticolo sono assoggettati agli artt. 6 e 10 delle N.T.A. del PAI, e quindi soggetti all'acquisizione del parere dall'Autorità di Bacino della Puglia.

Nello specifico, l'opera **in oggetto risulta essere non delocalizzabile** e sostanzialmente si configura come *"...l'ampliamento e la ristrutturazione delle infrastrutture pubbliche o di interesse pubblico esistenti, comprensive dei relativi manufatti di servizio, riferite a servizi essenziali e non delocalizzabili, nonché la realizzazione di nuove infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico, comprensive dei relativi manufatti di servizio, parimenti essenziali e non diversamente localizzabili, purché risultino coerenti con gli obiettivi del presente Piano e con la pianificazione degli interventi di mitigazione. Il progetto preliminare di nuovi interventi infrastrutturali, che deve contenere tutti gli elementi atti a dimostrare il possesso delle caratteristiche sopra indicate anche nelle diverse soluzioni presentate, è sottoposto al parere vincolante dell'Autorità di Bacino"* rientrando pertanto tra le opere assentibili ai sensi dell'**articolo 6 "Alveo fluviale in modellamento attivo ed aree golenali" comma 4 delle NTA del PAI**.

Pertanto, al **comma 7**, si richiede *"in funzione della valutazione del rischio ad essi associato, la redazione di uno studio di compatibilità idrologica ed idraulica che ne analizzi compiutamente gli effetti sul regime idraulico a monte e a valle dell'area interessata."* ed al



comma 8 si definisce che *"Quando il reticolo idrografico e l'alveo in modellamento attivo e le aree golenali non sono arealmente individuate nella cartografia in allegato e le condizioni morfologiche non ne consentano la loro individuazione, le norme si applicano alla porzione di terreno a distanza planimetrica, sia in destra che in sinistra, dall'asse del corso d'acqua, non inferiore a 75 m."*

Le **NTA del PAI all' art. 10** "Disciplina delle fasce di pertinenza fluviale", chiariscono che sono possibili interventi di realizzazione di opere di interesse pubblico interessanti gli alvei fluviali e le fasce di pertinenza fluviale definite dal **comma 3** *"Quando la fascia di pertinenza fluviale non è arealmente individuata nelle cartografie in allegato, le norme si applicano alla porzione di terreno, sia in destra che in sinistra, contermini all'area golenale, come individuata all'art. 6 comma 8, di ampiezza comunque non inferiore a 75 m."*

In considerazione di quanto su citato la presente relazione viene redatta come integrazione alla documentazione progettuale ai fini della valutazione del rilascio del nulla osta da parte della stessa AdBP.

Lo studio è stato suddiviso nei seguenti punti:

- Fase di inquadramento generale dell'area di intervento: analisi di tutti gli elementi significativi di carattere geologico, geomorfologico ed idrogeologico della porzione di territorio oggetto di intervento;
- Fase di acquisizione dei dati: cartografia, rilievi topografici, modello digitale del terreno (DEM) e raccolta accurata di dati idrologici storici del tratto fluviale in esame;
- Fase di analisi idrologica con metodologia VaPi Puglia nell'ipotesi di verifica della "Sicurezza Idraulica" ovvero per un tempo di ritorno T_r pari a 200 anni;
- studio idraulico delle aste fluviali di interesse e determinazione dei livelli idrici e delle aree inondabili al variare del tempo di ritorno;
- analisi e valutazione della compatibilità idraulica delle opere oggetto di autorizzazione.

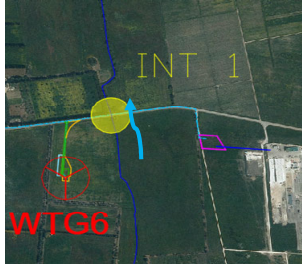

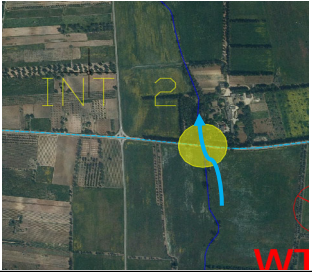



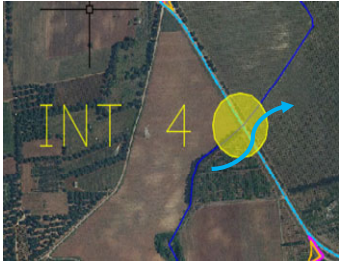

Per lo studio delle portate di piena sono stati reperiti i dati di pioggia della stazione pluviometrica di Brindisi e per la simulazione delle piene è stato utilizzato un software che opera in moto permanente (HEC-RAS 3.1.3).


Inoltre, sono state effettuate elaborazioni cartografiche prodotte mediante un Sistema Informativo Territoriale in ambiente GIS, coadiuvato da elaborazioni in ambiente CAD, sulla base di cartografie tecniche e tematiche georeferenziate.



4. DESCRIZIONE DELLE INTERFERENZE

Il presente paragrafo è redatto al fine di fornire una descrizione della tecnica di posa del cavidotto, necessario alla realizzazione della connessione elettrica dell'impianto, nei tratti interferenti con il reticolo idrografico presente sul territorio.

N°	NOME	PLANIMETRIA	FOTO	TIPOLOGIA ATTRAV.
1	Attraversamento corso d'acqua con ponticello su SP 81			STAFFAGGIO LATO VALLE
2	Attraversamento corso d'acqua con ponticello su SP 81			STAFFAGGIO LATO VALLE
3	Attraversamento corso d'acqua con ponticello su SP 81			STAFFAGGIO LATO VALLE
4	Attraversamento corso d'acqua con ponticello su SP 81			STAFFAGGIO LATO VALLE

5	Attraversamento corso d'acqua con tombino di Strada Comunale n. 53			TOC
6	Attraversamento corso d'acqua con tombino di Strada Comunale n. 53			TOC

Le interferenze denominate INT.1, INT.2, INT.3 e INT.4, lungo la Strada Provinciale n.81, saranno risolte con opere di staffaggio sul lato di valle degli attraversamenti esistenti, ponti realizzati su canali sagomati a sezione trapezia; per le interferenze denominate INT. 5 e INT. 6, lungo la Strada Comunale n. 53, nelle quali sono presenti due tombini si procederà con la trivellazione orizzontale controllata - T.O.C..

La scelta della tecnica della trivellazione orizzontale controllata (T.O.C.) permette di evitare interferenze sul regime idraulico e di limitare l'impatto ambientale; in prossimità del reticolo idrografico il cavidotto elettrico verrà posto alla profondità di minimo cm 150 dal piano stradale e spinto oltre il reticolo con la tecnica della trivellazione orizzontale controllata (T.O.C.).



FIG 8 Sistema di trivellazione orizzontale controllata (T.O.C.).

Tale tecnica consente di posare, per mezzo della perforazione orizzontale controllata, linee di servizio sotto ostacoli quali strade, fiumi e torrenti, edifici e autostrade, con scarso o nessun impatto sulla superficie.

Questo tipo di perforazione consiste essenzialmente nella realizzazione di un cavidotto sotterraneo mediante il radio-controllo del suo andamento plano-altimetrico. Il controllo della perforazione è reso possibile dall'utilizzo di una sonda radio montata in cima alla punta di perforazione, questa sonda dialogando con l'unità operativa esterna permette di controllare il percorso della trivellazione e correggere in tempo reale gli eventuali errori.

L'esecuzione della trivellazione orizzontale controllata (T.O.C.) consta essenzialmente di due fasi di lavoro:

- In una prima fase, dopo aver piazzato la macchina perforatrice, si realizza un foro pilota, infilando nel terreno, mediante spinta e rotazione, una successione di aste che guidate opportunamente dalla testa, crea un percorso sotterraneo che va da un pozzetto di partenza a quello di arrivo;
- nella seconda fase si prevede che il recupero delle aste venga sfruttato per portarsi dietro un alesatore che, opportunamente avvitato al posto della testa, ruotando con le aste genera il foro del diametro voluto ($\varphi = 200 \div 500\text{mm}$). Insieme all'alesatore, o successivamente, vengono posati in opera i tubi camicia che ospiteranno il cavidotto. Infine si effettuerà il riempimento delle tubazioni con bentonite.

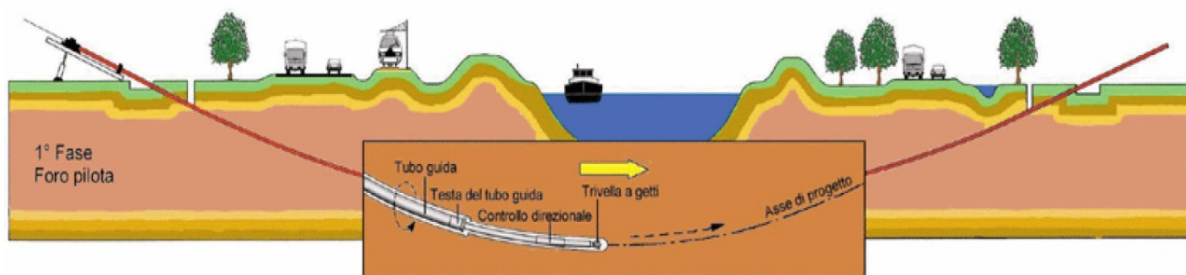


FIG 9 Schema della fase di realizzazione del foro pilota

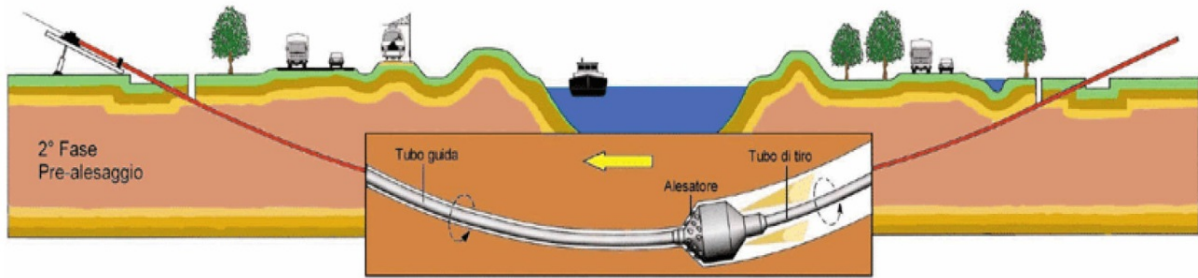


FIG 10 Schema della fase di trivellazione di allargamento del perforo.

Il tracciato realizzato mediante tale tecnica consente in genere, salvo casi particolari, inclinazioni dell'ordine dei 12÷15 gradi.

5. INQUADRAMENTO DEI BACINI IDROGRAFICI

Per gli attraversamenti 5 e 6 si è proceduto con l'analisi dell'orografia dell'area di intervento e sono stati individuati i due relativi bacini idrografici al fine di individuare le aree di esondazione delle aste denominate A e B

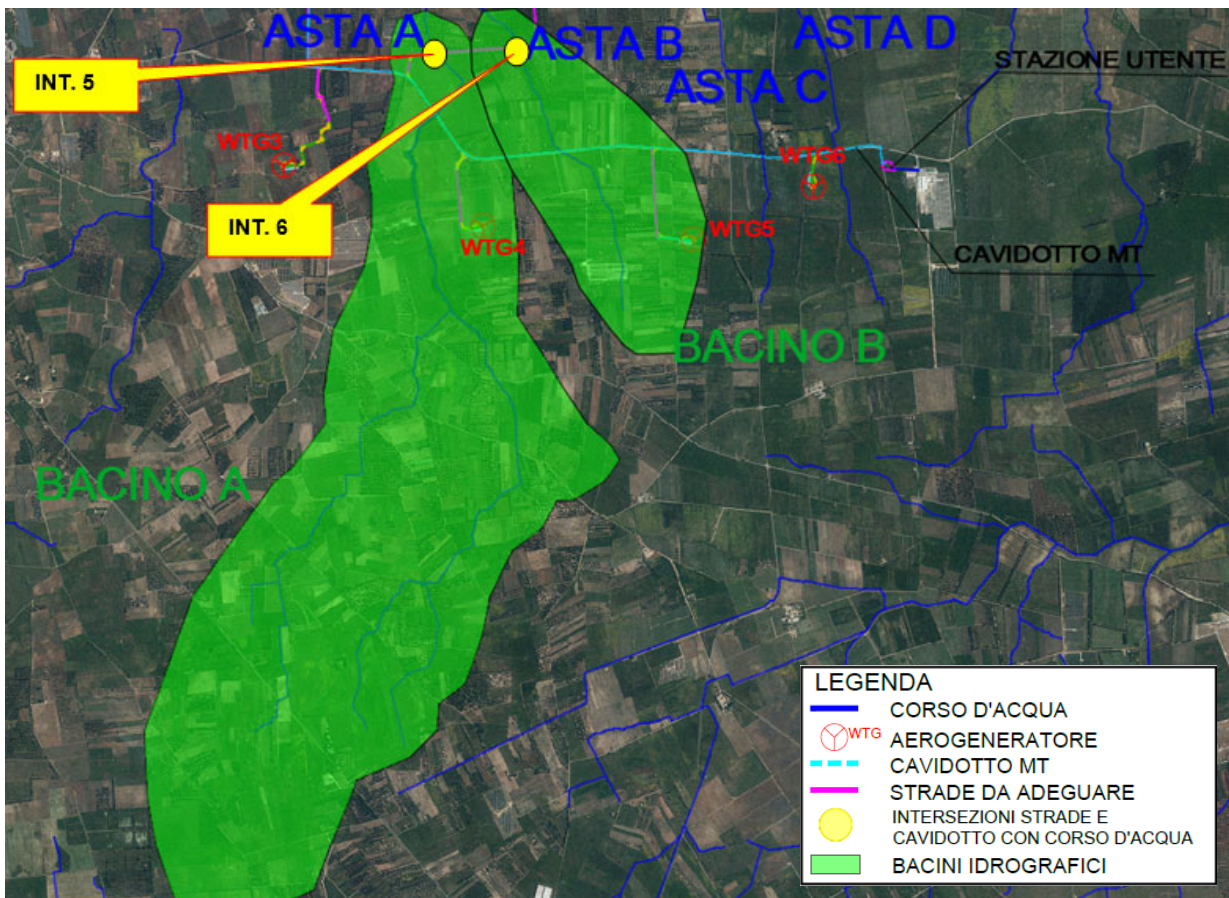


FIG 11 Inquadramento dei bacini idrografici su Ortofoto

I parametri geomorfologici caratteristici del bacino idrografico sono indicati nella tabella seguente:

BACINO A		
<i>Lungh. dell'asta princ.</i>	[Km]	6.20
<i>H massima del bacino</i>	[m]	81
<i>H media del bacino</i>	[m]	66.50
<i>H minima del bacino</i>	[m]	52
<i>H monte dell'asta princ.</i>	[m]	76
<i>H media dell'asta princ</i>	[m]	64
<i>Superficie del Bacino</i>	[Kmq]	9.09
<i>Pendenza media del bacino</i>	[%]	0.46
<i>Pendenza media dell'asta principale</i>	[m/m]	0.005
BACINO B		
<i>Lungh. dell'asta princ.</i>	[Km]	2.43
<i>H massima del bacino</i>	[m]	74
<i>H media del bacino</i>	[m]	63.50
<i>H minima del bacino</i>	[m]	53
<i>H monte dell'asta princ.</i>	[m]	64
<i>H media dell'asta princ</i>	[m]	58.50
<i>Superficie del Bacino</i>	[Kmq]	2.13
<i>Pendenza media del bacino</i>	[%]	0.83
<i>Pendenza media dell'asta principale</i>	[m/m]	0.005



4.1 Inquadramento geologico

Le aree interessate dalla realizzazione dell'opera in progetto ricadono nel Foglio 203 (Brindisi) della Carta Geologica d'Italia, scala 1:100.000.

Dal punto di vista geologico, la litologia dell'area in esame è rappresentata da unità a prevalente componente:



Sabbie argillose giallastre, talora debolmente cementate, in strati di qualche cm. di spessore, che passano inferiormente a sabbie argillose e argille grigio-azzurrate (Q_1'); spesso l'unità ha intercalati banchi arenacei e calcarenitici ben cementati (Q_2'). Nelle sabbie più elevate si notano talora *Cassidulina laevigata* D'ORB., *carinata* SILV., *Bulimina marginata* D'ORB., *Ammonia beccarii* (LIN.), *Ammonia perlucida* (HER. ALL. EARL.) (PLEI-STOCENE). Nelle sabbie argillose ed argille sottostanti, accanto a *Arctica islandica* (LIN.), *Chlamys septemradiata* MULL. ed altri molluschi, sono frequenti: *Hyalinea balthica* (SCHR.), *Cassidulina laevigata* D'ORB., *carinata* SILV., *Bulimina marginata* D'ORB., *Bolivina catanensis* SEG. (CALABRIANO). FORMAZIONE DI GALLIPOLI.

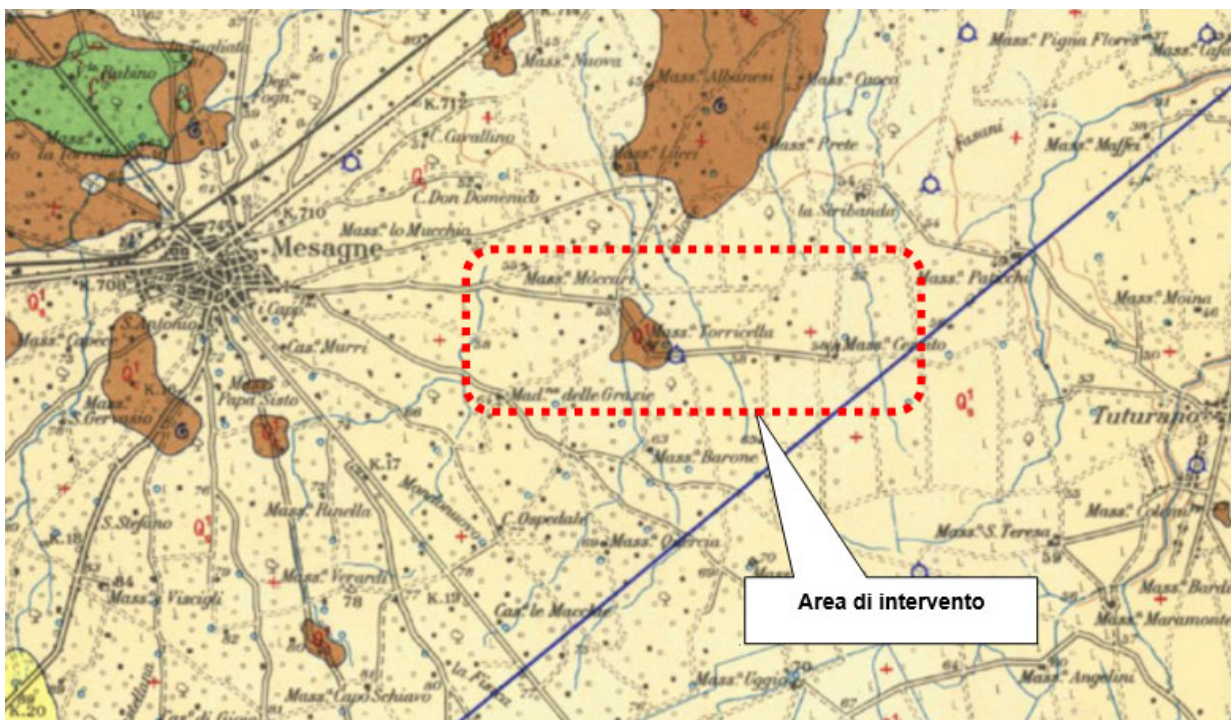


FIG 12 Stralcio non in scala del foglio n°203 "Brindisi" della Carta Geologica d'Italia con individuazione area di intervento

4.2 Uso del suolo

Per quanto riguarda l'uso del suolo, l'area d'impianto è caratterizzata da seminativi semplici in aree non irrigue, vigneti ed uliveti.



FIG 13 Carta Uso del suolo

6. ANALISI REGIONALE DELLE PIOGGE IN PUGLIA

L'approccio più moderno per lo studio degli eventi estremi in idrologia viene condotto con un insieme di procedure atte a trasferire l'informazione idrologica e nota come "analisi regionale".

Alla base di un modello di regionalizzazione vi è la preventiva individuazione del meccanismo fisico-stocastico, che spiega la distribuzione della variabile idrologica di interesse nello spazio e nel dominio di frequenza statistica.

La scelta del tipo di modello richiede la conoscenza di alcuni aspetti fondamentali legati alle risorse dedicabili allo studio, alla qualità dell'informazione disponibile e alla precisione richiesta dai risultati. Pertanto, la struttura del modello richiede la costruzione del risolutore numerico e un'attenta identificazione dei parametri di taratura.

Numerosi studi sono stati condotti in Inghilterra, negli Stati Uniti ed in Italia su questi modelli a più parametri, noti in letteratura con gli acronimi GEV (Jenkinson,1955), Wakeby (Houghton 1978) e TCEV (Rossi e Versace,1982; Rossi et al. 1984).

Quest'ultima sigla deriva dall'espressione inglese Two Component Extreme Value, che rappresenta la distribuzione di probabilità corrispondente ad un certo evento estremo, sia che provenga dalla distribuzione statistica di eventi ordinari sia che provenga da quella degli eventi straordinari. A tal fine occorre sottolineare che la principale fonte di incertezza deriva proprio dagli eventi estremamente intensi che hanno caratteristiche di rarità in ogni sito e aleatorietà per quel che riguarda il sito ove potranno verificarsi nel futuro. Ciò implica che, se in un punto eventi straordinari di un certo tipo non si siano verificati storicamente, questo non è garanzia di sicurezza sulla loro non occorrenza nel futuro.

L'identificazione dei parametri della distribuzione TCEV consente di costruire un modello regionale con struttura gerarchica, che utilizza tre differenti livelli di scala spaziale per la stima dei parametri del modello probabilistico utilizzato, in modo da ottimizzare l'informazione ricavabile dai dati disponibili e dal numero di stazioni della rete di misura.

In seguito, dopo una breve indicazione circa i dati disponibili per lo studio, si procede a fornire i risultati delle varie fasi della procedura di regionalizzazione del territorio pugliese centro-meridionale, territorio nel quale ricade il bacino oggetto di studio.

I dati pluviometrici utilizzati sono quelli pubblicati sugli annali idrologici del compartimento di Bari del S.I.I., le cui stazioni formano la rete di misura delle precipitazioni su tutto il territorio regionale con un'elevata densità territoriale.

Per i massimi annuali delle precipitazioni giornaliere, è stato adottato un modello di regionalizzazione basato sull'uso della distribuzione di probabilità TCEV (legge di distribuzione di probabilità del Valore Estremo a Doppia Componente), che rappresenta la distribuzione del massimo valore conseguito, in un dato intervallo temporale, da una variabile casuale distribuita secondo la miscela di due leggi esponenziali, nell'ipotesi che il numero di occorrenze di questa



variabile segua la legge di Poisson. Il modello proposto ammette che le due componenti, quella straordinaria e ordinaria, appartengano a popolazioni diverse, anche se è ammessa la loro interferenza attraverso un processo poissoniano.

L'identificazione dei parametri della distribuzione TCEV ha consentito di costruire un modello regionale con struttura gerarchica, basata su tre livelli di regionalizzazione, grazie a cui è possibile individuare regioni in cui risulta costante il coefficiente di asimmetria, quindi risultano costanti i due parametri θ^* e Λ^* ad esso legati (primo livello di regionalizzazione), e sottoregioni di queste, più limitate, in cui sia costante anche il coefficiente di variazione, e quindi il parametro Λ_1 che da esso dipende (secondo livello di regionalizzazione). Il terzo livello è poi finalizzato alla ricerca di eventuali relazioni esistenti, all'interno di più piccole aree, tra il parametro di posizione della distribuzione di probabilità e le caratteristiche morfologiche. In particolare si nota che, all'interno di dette aree, i valori medi dei massimi annuali delle precipitazioni di diversa durata sono o costanti o strettamente correlati alla quota del sito di rilevamento.

La preventiva suddivisione dell'area di studio in zone e sottozone omogenee è stata effettuata in base all'analisi delle massime precipitazioni giornaliere, di cui si dispone del maggior numero di informazioni. La procedura prevede che si ricerchino zone pluviometriche omogenee, entro le quali possano ritenersi costanti i valori dei parametri θ^* e Λ^* . Questi parametri non possono essere stimati da un numero ristretto di serie di dati, per cui l'analisi parte dalla possibilità di considerare le 66 stazioni come appartenenti ad un'unica zona al primo livello. I risultati ottenuti dall'analisi del I° livello e II° livello di regionalizzazione sono stati ricavati con riferimento ad un'ipotesi di invarianza dei parametri θ^* e Λ^* .

L'analisi del primo livello suggerisce la presenza di un'unica zona omogenea comprensiva di tutte le stazioni della regione.

Analogamente alla procedura operata al primo livello di regionalizzazione, la successiva verifica dell'ipotesi di un'unica zona omogenea è stata effettuata attraverso il confronto delle distribuzioni di frequenza cumulata dei valori osservati del coefficiente di variazione CV e di quelli generati, ottenendo un ottimo risultato che convalida ulteriormente l'ipotesi di intera regione omogenea con un valore costante di Λ_1 . Alla luce di tali risultati, è stato possibile assumere realistica l'ipotesi di un'unica zona omogenea al primo e al secondo livello di regionalizzazione.

Nel riquadro a seguire si riportano i valori numerici dei parametri di interesse per lo studio.

	θ^*	Λ^*	Λ_1
Puglia centro meridionale	2.121	0.353	17.55

Tabella 1- Parametri d'interesse.



La distribuzione regionale della probabilità cumulata del massimo annuale di precipitazione di assegnata durata $X_{d,TR}$ viene espressa in funzione di una quantità K_{TR} , detta fattore probabilistico di crescita, funzione del periodo di ritorno TR e indipendente dalla durata.

Tale fattore è, in generale, funzione del tempo di ritorno TR ed è definito dal rapporto seguente:

$$K_T = \frac{X_{d,T}}{\mu(X_{d,T_R})}$$

essendo $X_{d,TR}$ il massimo annuale di precipitazione per assegnata durata e tempo di ritorno.

La curva di distribuzione di probabilità di tale rapporto ha caratteristiche regionali in quanto è unica nell'ambito della regione nella quale sono costanti i parametri della distribuzione di probabilità della $X_{d,TR}$. Pertanto, fissati i parametri di forma e di scala della distribuzione di probabilità cumulata, all'interno della zona pluviometrica omogenea previamente identificata, è possibile esprimere la relazione tra il tempo di ritorno TR ed il fattore di crescita K_{TR} , potendo ritenere trascurabile la variabilità del fattore di crescita con la durata. Infatti, calcolando, nelle stazioni disponibili, le medie pesate dei coefficienti di asimmetria e dei coefficienti di variazione alle diverse durate, si osserva una variabilità inferiore a quella campionaria.

L'indipendenza dalla durata di K_{TR} autorizza ad estendere anche alle piogge orarie, i risultati ottenuti con riferimento alle piogge giornaliere ai primi due livelli di regionalizzazione.

Sulla scorta dei valori regionali dei parametri θ^* , Λ^* e $\square 1$, è possibile calcolare la curva di crescita per la Puglia centro – meridionale, anche se tale fattore può essere calcolata in funzione di TR attraverso una approssimazione asintotica della curva di crescita, che ha la seguente forma:

$$K_{TR} = a + b * \ln(T_R)$$

in cui i parametri a e b sono esprimibili in funzione dei valori regionali di θ^* , Λ^* e $\square 1$.

Per la Puglia settentrionale, l'espressione della curva di crescita approssimata attraverso la relazione precedente è, quindi, la seguente:

$$K_T = 0.5648 + 0.415 * \ln T_R \quad (1)$$

Per la Puglia centro-meridionale, l'espressione della curva di crescita approssimata attraverso la relazione precedente è, invece, la seguente:

$$K_T = 0.1599 + 0.5166 * \ln T_R \quad (2)$$

anche se va rimarcato come l'utilizzo di questa approssimazione comporta una sottostima del fattore di crescita, con valori superiori al 10% per $T < 50$ anni e superiori al 5% per $T < 100$ anni.

Nel terzo livello di analisi regionale viene analizzata la variabilità spaziale del parametro di posizione (media, moda, mediana) delle serie storiche in relazione a fattori locali. Nell'analisi delle



piogge orarie, in analogia ai risultati classici della statistica idrologica, per ogni sito è possibile legare il valore medio $\mu(X_t)$ dei massimi annuali della precipitazione media di diversa durata alle durate stesse, attraverso la relazione:

$$\mu(X_d) = ad^n$$

essendo a ed n due parametri variabili da sito a sito. Ad essa si dà il nome di curva di probabilità pluviometrica.

Per l'intera regione pugliese si hanno le seguenti zone omogenee di 3° livello:

- nell'area della Puglia settentrionale, il VAPI Puglia fornisce l'individuazione di 4 aree omogenee dal punto di vista del legame fra altezza di precipitazione giornaliera $\mu(X_g)$ e quota. Ognuna di esse è caratterizzata da una correlazione lineare con elevati valori dell'indice di determinazione tra i valori $\mu(X_g)$ e le quote sul mare h:

ZONA 1-3	$\mu(h,t) = at^{(ch+D+\ln a - \ln a)/\ln 24}$
ZONA 2-4	$\mu(h,t) = at^n$

Tabella 2- Correlazione tra $\mu(X_g)$ e la durata di precipitazione.

in cui C e D sono parametri che dipendono dall'area omogenea;

- nell'area centro-meridionale della Puglia, il VAPI fornisce l'individuazione di una analoga dipendenza della precipitazione giornaliera dalla quota sul livello medio mare per le 66 stazioni pluviometriche esaminate nella regione.

Il territorio è suddivisibile in due sottozone omogenee individuate dal Nord-Barese - Murgia Centrale e dalla Penisola Salentina, contrassegnate rispettivamente come zona 5 e zona 6, in continuità con quanto visto in Puglia Settentrionale.



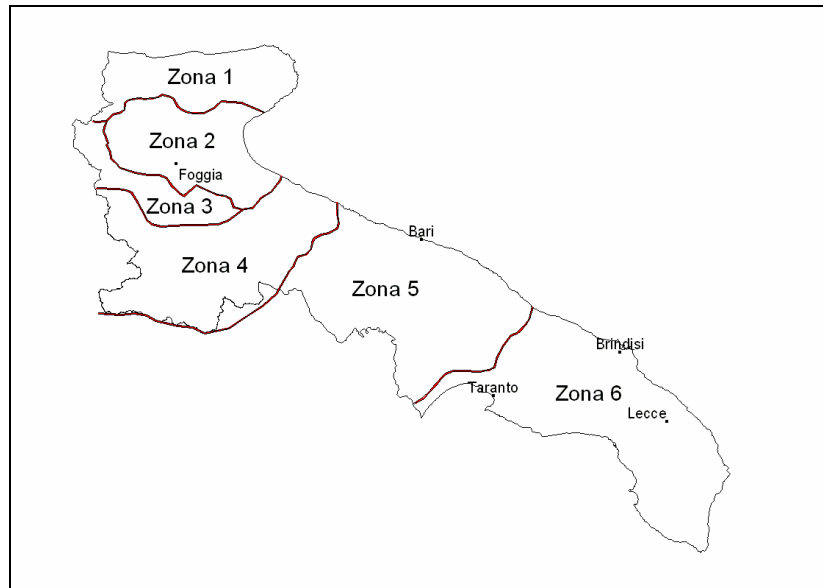


FIG 14 Regione Puglia: zone omogenee al 3° livello.

Alla luce di quanto fin qui esposto, la relazione che lega l'altezza media di precipitazione alla durata ed alla quota del sito, per le due aree in esame, è generalizzata nella forma:

$$\mu(X_d) = a d^{(Ch+D+\ln \alpha - \ln a) / \ln 24} \quad (3)$$

in cui a è il valor medio, pesato sugli anni di funzionamento, dei valori di \square (X_d) relativi alle serie con $N \geq 10$ anni ricadenti in ciascuna zona omogenea e $\alpha = x_g/x_{24}$ è il rapporto fra le medie delle piogge giornaliere e quelle di durata 24 ore per serie storiche di pari numerosità.

Per la Puglia il valore del coefficiente α è risultato praticamente costante sull'intera regione e pari a 0.89; C e D rappresentano invece i coefficienti della regressione lineare fra il valor medio dei massimi annuali delle piogge giornaliere e la quota sul livello del mare. Per le zone individuate, i valori dei parametri sono riportati nel riquadro a seguire (cfr. Tabella 3).

Zona	\square	a	C	D	N
1	0,89	28,66	0,00503	3,959	-
2	0,89	22,23	-	-	0,247
3	0,89	25,325	0,000531	3,811	-
4	0,89	24,7	-	-	0,256
5	0,89	28,2	0,0002	4,0837	-
6	0,89	33,7	0,0022	4,1223	-

Tabella 3 - Coefficienti del 3° livello di regionalizzazione.

Quindi, per ottenere l'altezza di precipitazione della zona di interesse si deve moltiplicare il fattore di crescita (KT) per la precipitazione media:

$$h = K_T \cdot \mu(X_d) \quad (4)$$

6.1 Curve di possibilità climatica

Lo studio idrologico condotto ha, quindi, consentito la determinazione delle curve di possibilità climatiche a diversi tempi di ritorno (30, 200 e 500 anni) in corrispondenza della sezione di chiusura del bacino oggetto del presente studio.

Per la determinazione delle curve di possibilità climatiche con il metodo di Gumbel si è fatto riferimento alla stazione pluviometrica che interessa il bacino idrografico di interesse, la stazione pluviometrica di **Brindisi**, che interessa per la maggior parte il bacino idrografico di interesse e di cui si riporta l'annale idrologico.

Stazione di:	Brindisi				
anni	durate [ore]				
	1	3	6	12	24
1936	17.8	27.4	28.8	35.4	52.8
1937	20.8	37.0	50.0	60.6	65.2
1938	20.4	40.4	47.8	51.2	56.2
1940	47.4	47.4	80.6	80.6	80.6
1941	12.0	21.6	25.6	33.2	33.2
1943	33.0	39.4	39.4	42.4	53.8
1944	25.0	28.8	34.8	49.2	58.8
1948	17.6	19.4	19.8	39.2	40.2
1950	21.4	28.8	28.8	29.2	30.0
1951	23.8	26.0	30.0	37.2	40.8
1952	27.2	49.8	84.0	96.8	99.0
1953	60.0	88.8	94.8	95.8	100.2
1954	24.0	32.4	48.6	70.6	72.6
1955	42.8	42.8	45.8	46.4	47.2
1956	19.0	19.4	29.8	43.0	43.4
1957	54.0	54.6	54.6	56.4	68.6
1958	28.2	37.2	60.0	85.2	115.0
1959	28.0	31.4	33.4	37.6	56.4
1960	21.2	42.4	58.0	70.8	100.4
1961	29.0	51.8	65.6	68.2	68.2
1963	30.2	39.2	57.2	76.4	76.4
1964	25.2	29.0	39.0	50.0	82.0
1965	28.2	30.6	32.6	50.2	68.8
1967	38.0	48.4	66.4	73.6	73.6
1968	34.2	36.4	45.4	47.6	59.0
1969	35.6	56.4	73.4	97.0	107.4
1970	24.2	30.4	35.6	54.0	79.4
1971	25.4	29.8	29.8	46.0	78.6
1972	61.0	65.2	67.8	68.4	76.6
1973	20.4	27.8	33.2	37.6	52.4
1974	53.4	63.2	70.2	82.6	97.4



1975	38.4	45.0	45.0	45.0	45.0
1976	14.0	31.8	48.2	65.6	83.0
1977	38.2	46.8	47.8	47.8	47.8
1978	15.2	22.0	32.0	33.4	52.2
1979	25.2	29.2	30.8	37.2	57.4
1980	27.8	30.0	41.6	46.4	50.6
1981	30.0	45.6	46.2	46.2	56.2
1982	38.0	39.2	39.2	39.2	46.4
1983	33.6	38.4	38.4	45.2	57.2
1984	22.6	25.8	29.0	29.0	29.0
1985	18.8	20.6	25.2	30.8	33.4
1986	56.0	93.6	115.8	119.2	124.2
1988	27.8	32.0	42.8	63.2	63.2
1989	34.4	35.8	42.0	49.6	52.8
1990	19.0	22.8	29.8	42.4	64.8
1991	46.0	70.0	120.2	127.2	137.4
1992	20.0	37.0	50.4	55.8	56.0
1993	>>	>>	>>	>>	>>
1994	39.4	42.6	42.6	44.6	50.8
1997	46.0	52.6	56.4	67.0	75.6
1998	40.8	43.0	51.0	68.2	125.0
1999	38.2	38.2	56.8	56.8	61.8
2000	33.4	56.8	62.6	64.6	64.6
2001	18.2	19.8	24.2	24.6	27.4
2002	38.2	49.0	55.0	77.8	83.8
2003	22.8	48.0	65.2	97.4	102.6
2004	64.0	75.6	83.2	85.0	85.6
2005	55.2	115.6	136.4	139.2	142.6
2006	17.6	18.0	22.0	29.4	40.2
2007	16.8	19.6	25.4	31.6	37.0
2008	23.8	36.8	48.2	56.2	81.0
2009	18.6	20.8	31.4	38.6	41.4
2010	31.4	50.4	69.2	76.0	76.2
2011	30.0	44.8	56.2	64.4	69.0
2012	40.0	42.0	60.4	68.0	78.4

Per la determinazione delle curve di possibilità pluviometriche con il metodo VAPI si è verificato che l'area d'intervento si trova nella **zona 6** (cfr. immagine seguente). Pertanto, si è applicata la relazione (4) e utilizzando i valori della Tabella 3 relativi alla zona 6.



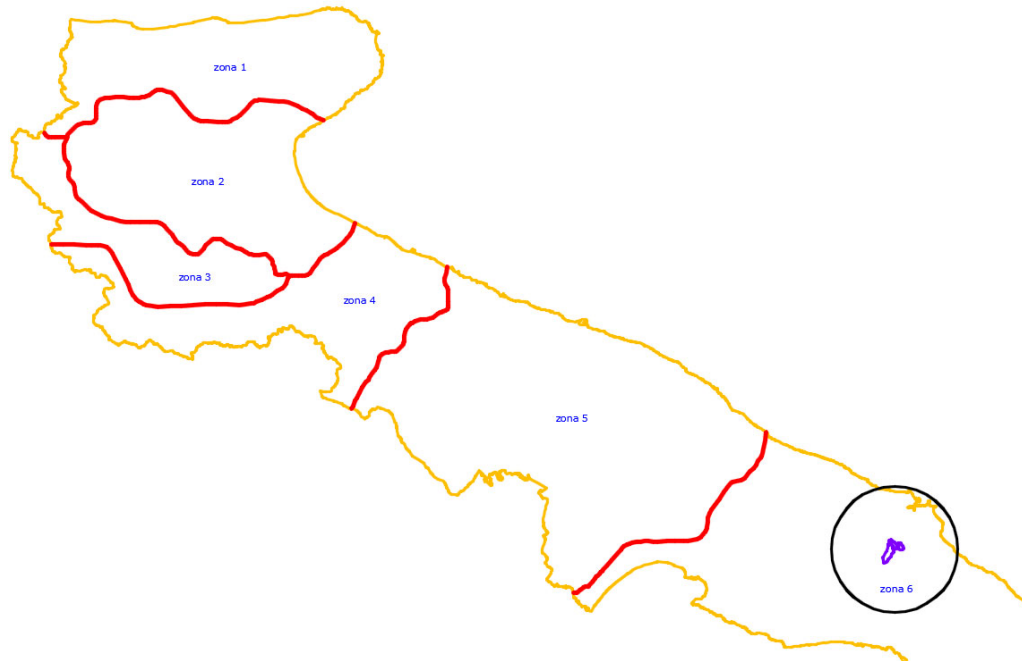


FIG 15 Area VAPI.

Quindi, per la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica si utilizza la seguente relazione:

$$x(t,z) = 33,70 t^{[(0,0022z+4,1223+\ln 0,89-\ln 33,70)/\ln 24]} \quad (5)$$

L'elaborazione dei dati pluviometrici ha condotto alla determinazione delle curve di possibilità climatica per i differenti tempi di ritorno.

Si riportano di seguito delle tabelle riassuntive relative alle altezze di pioggia ricavate utilizzando la metodologia VAPI e quella della distribuzione probabilistica di Gumbel (cfr. tabelle seguenti):

Tr = 30 anni					
Distribuzioni probabilistiche	DURATE				
	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
GUMBEL	58.694	81.271	101.834	112.061	125.489
VAPI	64.602	80.440	92.375	106.081	121.820

Tabella 4 – Tr = 30 anni - Altezze di pioggia (mm).

Tr = 200 anni					
Distribuzioni probabilistiche	DURATE				
	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
GUMBEL	77.417	108.719	136.800	148.296	164.489
VAPI	97.629	121.565	139.602	160.315	184.102



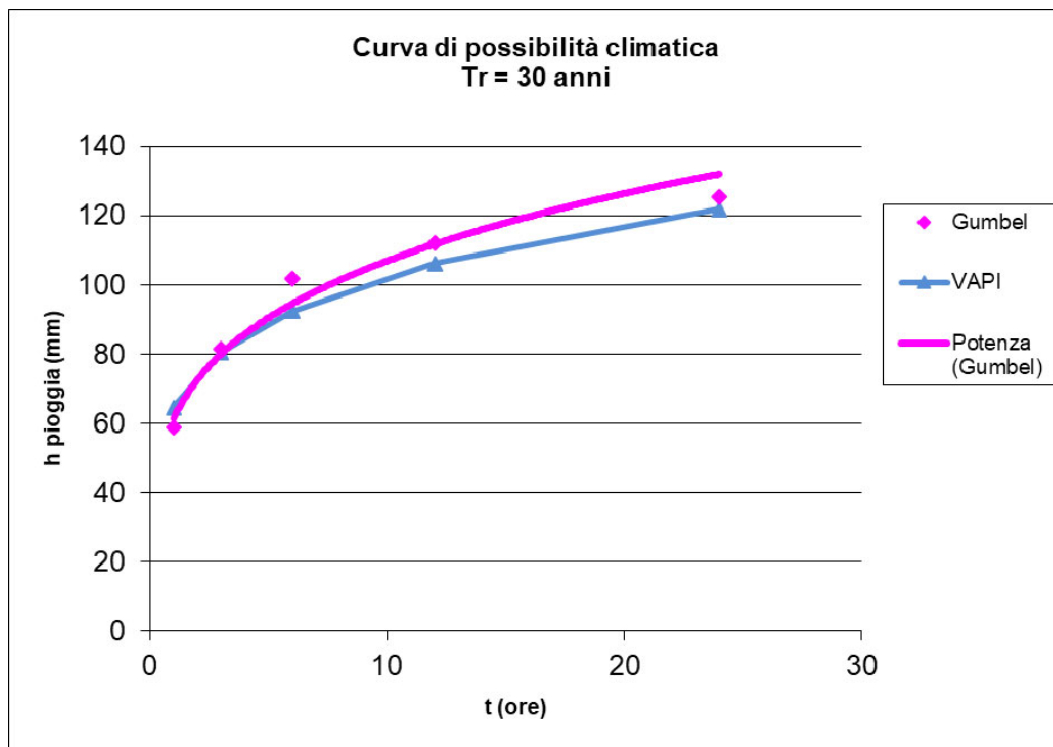
Tabella 5 – Tr = 200 anni - Altezze di pioggia (mm).

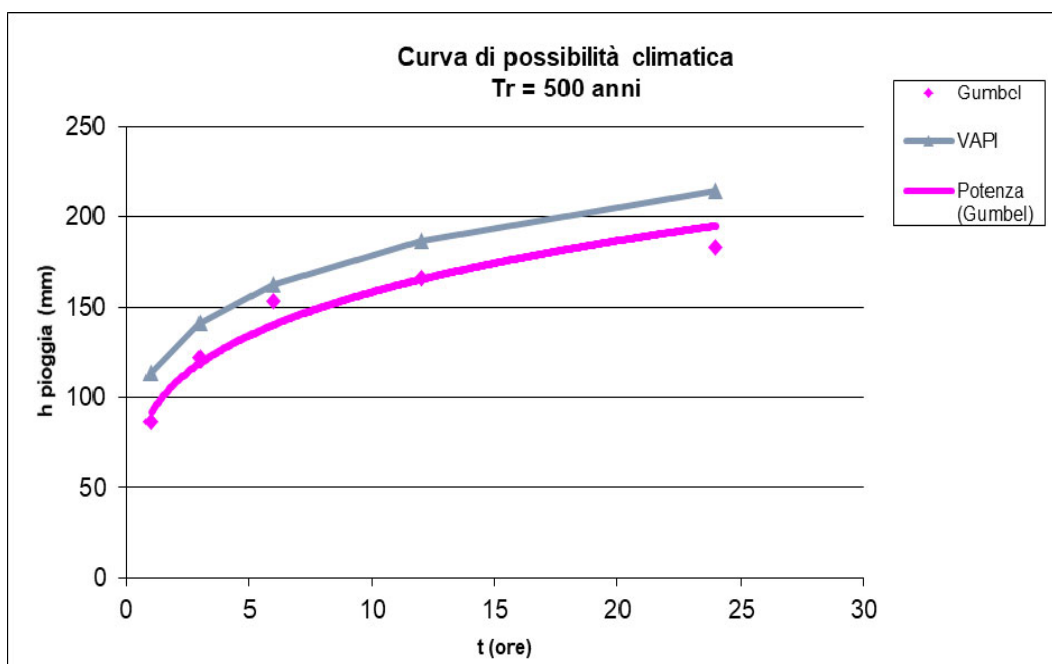
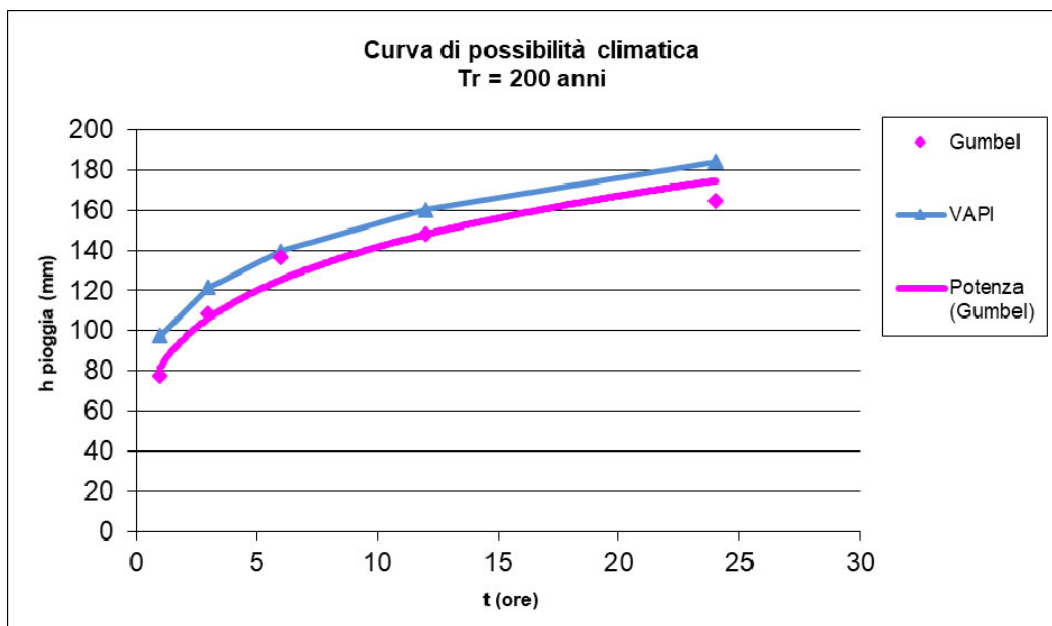
Tr = 500 anni					
Distribuzioni probabilistiche	DURATE				
	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
GUMBEL	86.407	121.898	153.589	165.694	183.215
VAPI	113.581	141.428	162.412	186.510	214.183

Tabella 6 – Tr = 500 anni - Altezze di pioggia (mm).

Confrontando le due metodologie adottate si evince che **le altezze di pioggia determinate utilizzando il metodo VAPI siano quasi sempre maggiori di quelle derivate dall'utilizzo della metodologia GUMBEL. Pertanto, nel presente studio è utilizzata la curva di possibilità climatica determinata dall'applicazione del metodo che ha fornito i valori più elevati delle altezze di pioggia.**

Nelle figure seguenti (cfr. figure seguenti) si riportano le curve di possibilità climatiche ricavate in corrispondenza dei diversi tempi di ritorno adottati, per il bacino in analisi. Tali curve sono quelle utilizzate successivamente per la valutazione delle portate di piena in corrispondenza della sezione di chiusura del bacino di interesse.





7. ANALISI IDRAULICA

L'analisi idraulica, necessaria al calcolo della portata di massima piena per i bacini individuati nell'area in questione, può essere condotta secondo vari metodi, tra i quali possono essere considerati:

- i metodi empirici, che si basano unicamente su parametri morfologici del bacino in esame, senza tenere in considerazione alcuna misura pluviometrica o idrometrica;
- i metodi semiempirici (utilizzati nel presente studio), che valutano la portata anche in funzione dell'altezza di pioggia;
- i metodi analitici, che si basano sull'ipotesi di una correlazione diretta tra afflussi e deflussi.

Il metodo da utilizzare dipende innanzitutto dal tipo di verifica idraulica che si intende condurre, in quanto, se si affronta un'analisi in moto permanente o addirittura uniforme, la portata massima può essere calcolata con metodi semplificati tipo il cinematico o razionale; quando la situazione morfologica ed idrografica diventa alquanto complessa, può rendersi indispensabile una verifica in moto vario e, di conseguenza, diventa necessario conoscere la forma dell'idrogramma di piena attraverso l'applicazione di metodi analitici.

In generale, nei casi di regolarità dell'asta fluviale e del bacino idrografico di pertinenza, è generalmente impiegato uno studio in moto permanente ricorrendo al metodo razionale per la determinazione della portata di massima piena.

7.1 Valutazione portate di piena

La stima delle portate di piena è stata effettuata applicando metodi analitici di tipo semplificato, in grado di definire, su base geomorfologica, un parametro chiave nel processo di generazione dei deflussi di piena, quale il tempo di corrivazione del bacino (t_c).

In particolare, è stato applicato, a diversi tempi di ritorno (30, 200 e 500 anni), il metodo di razionale e il metodo del Curve Number (CN).

Metodo Razionale

Per la determinazione della massima piena temibile è stato utilizzato il metodo razionale, che rappresenta un metodo indiretto basato sulle seguenti tre ipotesi fondamentali:

1. la pioggia critica ha durata pari al tempo di corrivazione;
2. la precipitazione si suppone di intensità costante per tutta la durata dell'evento;
3. il tempo di ritorno della portata è pari a quello della pioggia critica.

La portata di piena, in funzione del tempo di ritorno, è pari ha:

$$Q = \frac{c * h * A * k}{t_c}$$



Q = portata di piena [m³/sec]

c = coefficiente di deflusso

h = pioggia netta [mm]

A = area del bacino [km²]

t_c = tempo di corrivazione [ore]

k = 0.2777 (fattore che tiene conto della non uniformità delle unità di misura).

Il valore di h rappresenta l'altezza di precipitazione che cade in un dato sito in un tempo uguale al tempo di corrivazione t_c: infatti se la durata della precipitazione è inferiore al tempo t_c solo una parte del bacino A contribuirà alla formazione della portata, che risulterà pertanto di minore entità. Viceversa se la durata dell'evento è maggiore, l'intensità della pioggia sarà minore e quindi meno intenso il colmo di piena.

Il tempo di corrivazione, che è un parametro chiave quando si fa riferimento a metodi analitici di tipo semplificato, è definito come il tempo impiegato dalla particella d'acqua idraulicamente più lontana a percorrere l'intero bacino fino alla sezione di chiusura.

Il tempo di corrivazione di un bacino è generalmente definito come il tempo necessario alla goccia di pioggia caduta nel punto idraulicamente più lontano del bacino per raggiungere la sezione di chiusura dello stesso.

Una relazione frequentemente utilizzata per il calcolo di tale grandezza è quella proposta da Giandotti (1934), valida per bacini idrografici aventi superficie (A) variabile tra 170 e 70000 km², che si esplicita nella seguente relazione:

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m}} \quad (6)$$

nella quale t_c è espresso in ore, A in km² mentre L, la lunghezza dell'asta principale del corso d'acqua a partire dallo spartiacque, è espressa in km e H_m, altitudine media del bacino, riferita alla sezione di chiusura, in metri sul livello del mare.

Pezzoli (1970), analizzando il comportamento di alcuni bacini piemontesi, ha proposto, invece, una diversa espressione del tempo di corrivazione che ha la seguente forma:

$$t_c = 0.055 \frac{L}{\sqrt{i_a}} \quad (7)$$

nella quale t_c è espresso in ore e L in km. Il parametro i_a rappresenta la pendenza media (m/m) dell'asta principale.

Kirpich, infine, utilizzando i dati sperimentali di sei bacini americani, nel 1940, aveva proposto una correlazione grafica tra il tempo di corrivazione e il rapporto $\frac{L}{\sqrt{i_a}}$. Tale grafico,



successivamente integrato dal contributo di altri dati sperimentali, ha condotto alla formulazione della seguente equazione, comunemente nota con il nome di equazione di Kirpich.

$$t_c = 0.00325 \left(\frac{L}{\sqrt{i_a}} \right)^{0.77} \quad (10)$$

Il complesso dei valori determinabili con le succitate equazioni può essere ben rappresentato da un'unica espressione (Ferro, Sistemazione dei Bacini Idrografici, McGraw Hill, 2002), che integra tutti i contributi sperimentali derivanti dalle esperienze condotte, ed ha la seguente equazione, nel seguito denominata P-C-W-K:

$$t_c = 0.02221 \left(\frac{L}{\sqrt{i_a}} \right)^{0.8} \quad (11)$$

nella quale t_c è espresso in minuti e L in metri.

Applicando le relazioni succitate con riferimento ai parametri geomorfologici del bacino di interesse, si sono ottenuti i seguenti risultati:

	P-C-W-K (h)	Pezzoli (h)	Kirpich (h)	Giandotti (h)
BACINO A	3.690	5.478	2.294	7.010
BACINO B	1.635	1.980	1.048	3.655

La valutazione successiva di stima della portata di piena di calcolo è stata eseguita facendo riferimento al tempo di corrivazione valutato dalla media tra le suddette relazioni.

Il valore del tempo di corrivazione desunto dalla media è riportato nella tabella seguente:

	Tc (h)
BACINO A	4.618
BACINO B	2.080

Per ciò che concerne il coefficiente di deflusso ϕ , esso è stato stimato effettuando una media pesata dei valori stimati per le differenti sub-aree isoparametriche caratterizzate da un determinato valore di tipo di terreno, dal punto di vista della geologia e dell'uso del suolo, sulla base dei valori consigliati in letteratura; i pesi sono stati calcolati in funzione delle sotto aree sull'area totale del bacino individuato.

Tra le numerose indicazioni esistenti nella letteratura tecnico-scientifica per la valutazione del coefficiente di deflusso, sono stati utilizzati i valori indicati dal Manuale di Ingegneria Civile



riportati nella tabella seguente:

Tipo di terreno	Coltivato	Pascolo	Bosco
Molto permeabile: sabbia o ghiaia	0.20	0.15	0.30
Permeabile: limo	0.40	0.35	0.30
Poco permeabile: argilla o substrato roccioso	0.50	0.45	0.40
Tipologia urbanistica		ϕ	
Costruzioni dense		0.80	
Costruzioni Spaziate		0.60	
Aree con ampi cortili e giardini		0.50	
Zone a villini sparsi		0.30-0.40	
Giardini, prati e zone non edificabili né destinate a strade		0.20	
Parchi e boschi		0.05-0.10	

Per i bacini di interesse è stato adottato un coefficiente di deflusso pari a 0,350.

Applicando i valori precedenti nella formula razionale sono stati ottenuti i seguenti valori per le portate di piena:

Tr	a	n	tc [h]	h [mm]	ic [mm]	Q [mc/s]
30 anni	61.343	0.241	4.618	88.710	19.210	16.969
200 anni	81.706	0.239	4.618	117.748	25.498	22.523
500 anni	91.482	0.238	4.618	131.688	28.517	25.189

Valori delle portate di piena con il metodo razionale del Bacino A

Tr	a	n	tc [h]	h [mm]	ic [mm]	Q [mc/s]
30 anni	61.343	0.241	2.080	73.186	35.194	7.287
200 anni	81.706	0.239	2.080	97.319	46.799	9.689
500 anni	91.482	0.238	2.080	108.904	52.370	10.843

Valori delle portate di piena con il metodo razionale del Bacino B

Metodo del Curve Number

Una metodologia per la stima delle precipitazioni efficaci che trova ampia applicazione è quella proposta dal Soil Conservation Service (1972). Il metodo, detto Metodo Curve Number ("Soil Conservation Service Runoff Curve Number (CN) method", detto comunemente Curve



Number), si basa sulla assunzione che il volume specifico (altezza) di pioggia netta (efficace) P_{net} risulta legato al volume specifico (altezza) di pioggia lorda P (pioggia effettiva) caduta nel medesimo intervallo temporale dalla relazione:

$$P_{net} = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

nella quale S è il massimo volume specifico di acqua che il terreno può trattenere in condizione di saturazione ed I_a è la cosiddetta perdita iniziale, vale a dire quel valore limite di altezza di pioggia che il terreno può trattenere nella fase iniziale del fenomeno senza che si abbia creazione di deflusso; il parametro S corrisponde al volume idrico trattenuto dal terreno e dalla vegetazione, e quindi sottratto al deflusso superficiale dopo l'istante in cui si ha $P > I_a$; fino all'istante in cui non si ha $P > I_a$ il deflusso superficiale è da ritenersi praticamente assente.

In realtà con l'introduzione della perdita iniziale I_a si vuole tenere conto anche di quel complesso di fenomeni, quali l'intercettazione da parte della vegetazione e l'accumulo nelle depressioni superficiali del terreno, che ritardano il verificarsi del deflusso superficiale. In mancanza di adeguate osservazioni utili, per la stima di I_a si può fare ricorso alla seguente relazione:

$$I_a = 0,2 S$$

che risulta verificata in buona approssimazione.

La valutazione del valore di S può invece essere ricondotta a quella dell'indice CN (Curve Number), cui esso risulta legato dalla relazione:

$$S = S_0 \cdot \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

S_0 è un fattore di scala pari a 254 se la pioggia viene espressa in mm.

L'indice CN è un numero adimensionale, compreso fra 0 e 100, funzione della permeabilità della litologia superficiale, dell'uso del suolo e del grado di saturazione del terreno prima dell'evento meteorico.

Il Soil Conservation Service (SCS), sulla base della capacità di assorbimento del terreno nudo a seguito di prolungato adacquamento, ha classificato i vari tipi di suolo in quattro gruppi (A, B, C, D):

- GRUPPO A: Suoli aventi scarsa permeabilità di deflusso; capacità di infiltrazione in condizioni di saturazione molto elevata.
- GRUPPO B: Suoli aventi moderata potenzialità di deflusso; elevate capacità di infiltrazione anche in condizioni di saturazione.
- GRUPPO C: Suoli aventi potenzialità di deflusso moderatamente alta; scarsa capacità di



infiltrazione e saturazione.

• GRUPPO D: Potenzialità di deflusso molto elevata; scarsissima capacità di infiltrazione e saturazione.

Per tali gruppi si riportano i valori del parametro CN corrispondenti a diverse tipologie di utilizzo del suolo.

Tipo di copertura	A	B	C	D
Aree agricole con presenza di spazi naturali	62	71	78	81
Aree Urbane	98	98	98	98
Area residenziale	77	85	90	92
Cava	60	60	60	60
Distretti industriali	81	88	91	93
Bacini di acqua	100	100	100	100
Culture erbacee da pieno campo a ciclo primaverile estivo	72	81	88	91
Culture orticole a ciclo estivo-autunnale/primaverile	72	81	88	91
Culture orticole a ciclo primaverile-estivo	72	81	88	91
Culture temporanee associate a colture permanente	62	71	78	81
Frutteti e frutti minori non irrigui	62	71	78	81
Frutteti e frutti minori irrigui	72	81	88	91
Oliveti irrigui	72	81	88	91
Oliveti non irrigui	62	71	78	81
Prati stabili non irrigui	30	58	71	78
Seminativi in aree non irrigue	62	71	78	81
Sistemi colturali e particellari complessi	72	81	88	91
Vigneti irrigui	72	81	88	91
Vigneti non irrigui	62	71	78	81
Zone boscate	45	66	77	83

Valori del CN in funzione delle caratteristiche idrologiche dei suoli e di copertura vegetale.

Classe AMC	Precipitazioni nei dieci giorni precedenti (mm)
I (Terreno secco)	$0 < P < 50$
II (Umidità media)	$50 < P < 110$
III (Terreno da mediamente umido a saturo)	$P > 110$

Definizione delle condizioni di umidità antecedenti l'evento (AMC).

I valori del CN riportati nella tabella 3 si riferiscono ad una condizione di umidità del suolo all'inizio dell'evento meteorico di tipo standard, precisamente quella intermedia indicata come AMC II (Antecedent Moisture Condition II).

Per condizioni iniziali differenti, vengono utilizzate delle relazioni di trasformazione del



valore CN (II), relativo a AMC I, CN (I), ed in quello relativo a AMC III, CN (III).

$$CN_{III} = \frac{CN_{II}}{0.43 + 0.0057CN_{II}} \quad CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0,13CN(II)}$$

Nella fattispecie, considerata l'entità degli interventi e l'importanza degli stessi, **si è preferito, a vantaggio di sicurezza, adottare un valore di Curve Number pari al CN(III)**, in quanto trattasi di aree non completamente urbanizzate.

Nel caso in esame, quindi, sono stati sovrapposti i bacini idrografici sulla carta di uso del suolo e sulla carta geologica e ricavate le superfici specifiche in base alla qualità colturale e tipo di suolo.

Il valore del CN è stato stimato effettuando una media pesata dei valori corrispondenti alle differenti sub-aree isoparametriche caratterizzate da un determinato valore di uso del suolo e di tipo di suolo; i pesi sono stati calcolati in funzione delle aree delle singole parcelle sull'area totale del bacino individuato.

Per quanto riguarda la tipologia di terreno, è stato utilizzato, a vantaggio di sicurezza, il GRUPPO C (**Suoli aventi potenzialità di deflusso moderatamente alta; scarsa capacità di infiltrazione e saturazione**).

In funzione delle caratteristiche e della superficie sono stati ricavati i valori relativi al CN, riportati nella tabella seguente:

	CN _{II}	CN _{III}
BACINI DI PROGETTO	78.00	89.18

Tale procedimento ha reso possibile la stima dei due parametri S ed I_a a partire dalle caratteristiche litologiche e di uso del suolo del bacino e quindi la valutazione della pioggia netta.

Altro "tempo caratteristico" di un bacino è il "tempo di ritardo" t_L (lag time), generalmente definito come la distanza temporale tra il baricentro dell'idrogramma di piena superficiale, depurato cioè delle portate di base che sarebbero defluite nel corso d'acqua anche in assenza dell'evento di piena, e il baricentro del pluvigramma netto.

Il Soil Conservation Service (SCS) americano ha dedotto, empiricamente, che il rapporto t_L/t_c è pari a 0.6 (rapporto tra tempo di ritardo e tempo di corrivazione).

Per la stima del tempo di ritardo del bacino, nel caso in esame, si è utilizzata la formula di Mockus:



$$t_L = 0.342 \frac{L^{0.8}}{s^{0.5}} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}$$

in cui s è la pendenza del bacino espressa in %, L la lunghezza dell'asta principale prolungata fino alla displuviale espressa in Km.

Per il calcolo della portata al colmo Q_p (m^3/s) si considera un idrogramma approssimato di forma triangolare che ha una fase crescente di durata t_a (tempo di accumulo) e una fase di esaurimento di durata t_e (tempo di esaurimento) e il cui volume, espresso in m^3 , ha la seguente espressione:

$$V = \frac{Q_P}{2} (t_a + t_e) = \frac{Q_P t_b}{2}$$

avendo indicato con t_b la durata dell'evento di piena.

Poiché è stato stabilito sperimentalmente che nella fase crescente dell'idrogramma defluisce un volume idrico che è pari al 37.5% del volume totale V di deflusso, ne consegue che la durata della fase crescente è pari a 0,375 volte la durata dell'evento di piena t_b e pertanto:

$$t_b = 2.67 t_a$$

Utilizzando le formule di cui sopra, esprimendo il volume di deflusso V in mm, il tempo t_a in ore, l'area A del bacino in Km^2 , si ottiene:

$$Q_P = 0.208 \frac{VA}{t_a}$$

La determinazione di t_a , nell'ipotesi di precipitazione di intensità costante di durata t_p e indicando con t_L il tempo di ritardo, come prima calcolato, si effettua con la seguente relazione:

$$t_a = 0,5 t_p + t_L$$

È stato scelto come evento che massimizza il calcolo della portata di piena un tempo di pioggia pari al tempo di corrivazione del bacino, utilizzando come "t_c" i risultati ottenuti in base al calcolo effettuato al paragrafo precedente (cioè tempo di corrivazione calcolato con il metodo Pezzoli, Chow, Watt & Chow, Kirpich P-C-W-K, in quanto tale relazione è quella che meglio si adatta alle dimensioni dei bacini oggetto del presente studio).

I risultati ottenuti sono riportati nella seguente tabella:

T_R	P [mm]	P_{net}	T_L [h]	V [mm]	t_a [h]	Q_p [m^3/s]
30 anni	87.672	59.154	3.868	59.154	6.177	18.099
200 anni	132.494	101.567	3.868	101.567	6.177	31.075
500 anni	154.143	122.484	3.868	122.484	6.177	37.475

Valori delle portate di piena con il metodo Curve Number del Bacino A



T_R	P [mm]	P_{net}	T_L [h]	V [mm]	t_a [h]	Q_p [m ³ /s]
30 anni	74.652	47.243	1.371	47.243	2.411	8.680
200 anni	112.819	82.756	1.371	82.756	2.411	15.205
500 anni	131.253	100.373	1.371	100.373	2.411	18.441

Valori delle portate di piena con il metodo Curve Number del Bacino B

7.2 Considerazioni finali sulla portata di piena

Il confronto tra le due metodologie adottate ha evidenziato come le portate derivate utilizzando il metodo Curve Number (CN), per i bacini idrografici di interesse siano risultate, al variare del tempo di ritorno, maggiori di quelle derivate dall'utilizzo del metodo Razionale.

Si è scelto, pertanto, di utilizzare i valori derivanti dalla metodologia che ha restituito i valori di portata maggiori, tra metodo Razionale e del CN, a vantaggio di sicurezza:

Q (m ³ /sec)	Alta Pericolosità idraulica	Media Pericolosità idraulica	Bassa Pericolosità idraulica
	Tr= 30 anni	Tr= 200 anni	Tr= 500 anni
BACINO A	18.099	31.075	37.475
BACINO B	8.680	15.205	18.441



8. MODELLAZIONE IDRAULICA

Il tracciamento dei profili di corrente è stato condotto utilizzando il codice di calcolo HEC-RAS versione 3.1.3, sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers.

HEC-RAS è l'abbreviazione di Hydrologic Engineering Center's River Analysis System. Questo software consente la simulazione di flussi idrici, nell'ipotesi di monodimensionalità della corrente, sia in moto permanente che in moto vario.

Il sistema comprende una interfaccia grafica, componenti separate per le analisi idrauliche dei due diversi tipi di moto, possibilità di analisi e memorizzazione dati, possibilità di esportazione e graficizzazione dei risultati.

Elemento chiave è che entrambi i tipi di simulazione citati usano una comune rappresentazione geometrica dei dati (l'alveo e le sue caratteristiche fisiche, geometriche ed idrauliche) e una comune routine di calcolo geometrico ed idraulico preliminare.

HEC-RAS è progettato per effettuare calcoli idraulici monodimensionali per una rete completa di canali naturali ed artificiali.

Nel caso di moto permanente, il software è in grado di modellare profili di correnti lente, veloci ed anche miste quando richiesto o ritenuto opportuno automaticamente dal programma.

Il calcolo è stato svolto in condizioni di moto permanente utilizzando valori delle portate di piena, riportati in precedenza, corrispondenti a tempi di ritorno pari a 30, 200 e 500 anni, come richiesto dall'Autorità di Bacino della Puglia per l'identificazione delle aree caratterizzate rispettivamente da alta (AP), media (MP) e bassa (BP) pericolosità idraulica.

Scabrezza di Manning

Le simulazioni sono state condotte utilizzando un valore del **coefficiente di scabrezza n secondo Manning che è pari a 0.033 sulle sponde dell'alveo e per il letto dell'alveo, trattandosi di un canale artificiale in terra.**

Condizioni al contorno e condizioni iniziali

Le condizioni al contorno si distinguono in condizioni al contorno di tipo esterno e condizioni al contorno di tipo interno, ove per condizioni esterne si intendono le altezze idriche da assegnare nella sezione di calcolo posta a valle e in tutte le sezioni iniziali poste a monte del reticolo idrografico, mentre per condizioni interne sono intese quelle relative alle sezioni di confluenza di due o più rami dello stesso reticolo.

Per le sezioni di monte e di valle dei tratti studiati si è fissata l'altezza di moto uniforme.



Sezioni di calcolo e profilo longitudinale

La realizzazione dei modelli degli affluenti in esame è stata effettuata avendo come base cartografica il **DTM della Regione Puglia**.

Sulla base delle informazioni plano altimetriche disponibili è stato ricavato un **modello geometrico**, come base di input per il software HEC-RAS, costituito dai due alvei interferenti con il cavidotto, formati da n.10 sezioni l'Asta A e da n.11 sezioni l'Asta B numerate progressivamente da monte verso valle.

Definito il **modello geometrico dello stato di fatto**, si è provveduto ad effettuare l'ipotesi di calcolo.

Risultati delle simulazioni

Nel seguito, si riportano e si commentano i risultati dello studio idraulico, effettuato in condizioni di moto permanente, in riferimento alle aste modellate.

In particolare, sono riportati i risultati delle simulazioni effettuate, in condizioni di moto permanente in corrispondenza di portate di piena caratterizzate dal tempo di ritorno di 200 anni.

Tali verifiche hanno consentito, grazie all'ausilio del software HEC-RAS, di definire le caratteristiche proprie del deflusso e, in particolare, il massimo livello idrico raggiunto in ogni sezione, oltre che la pendenza della linea dell'energia, la velocità media della corrente, la larghezza del pelo libero, il numero di Froude della corrente, ecc..

Tutte queste informazioni sono indicate sotto forma numerica nelle tabelle riassuntive seguenti, nelle quali, al variare del tempo di ritorno e per ognuna delle sezioni, sono riportati i **dati relativi ai principali parametri idraulici desunti dal calcolo al passaggio dell'onda di piena**.

Le sigle riportate sono relative a:

- a) **Q total = Portata totale espressa in m³/s;**
- b) **Min Ch El = Quote del fondo dell'alveo;**
- c) **W.S. Elev = Quota del pelo libero;**
- d) **Crit W.S. = Quota critica del pelo libero;**
- e) **E.G. Elev = Quota della linea dell'energia;**
- f) **E.G. Slope = Pendenza della linea dell'energia;**
- g) **Vel Chnl = Velocità media della corrente nell'alveo;**
- h) **Flow area = Area totale della sezione liquida effettiva;**
- i) **Top Width = Larghezza superficiale della sezione liquida;**
- j) **Froude = Numero di Froude dell'alveo.**

I risultati ottenuti sono riportati nei paragrafi seguenti.



8.1 Asta A

Si specifica che le sezioni sono numerate in modo decrescente da monte verso valle, mentre le distanze progressive in modo crescente da valle verso monte.

Nelle figure seguenti (cfr. figure seguenti) sono riportati le planimetrie con le sezioni trasversali, il profilo longitudinale al passaggio dell'onda di piena due centennale e gli output della modellazione.

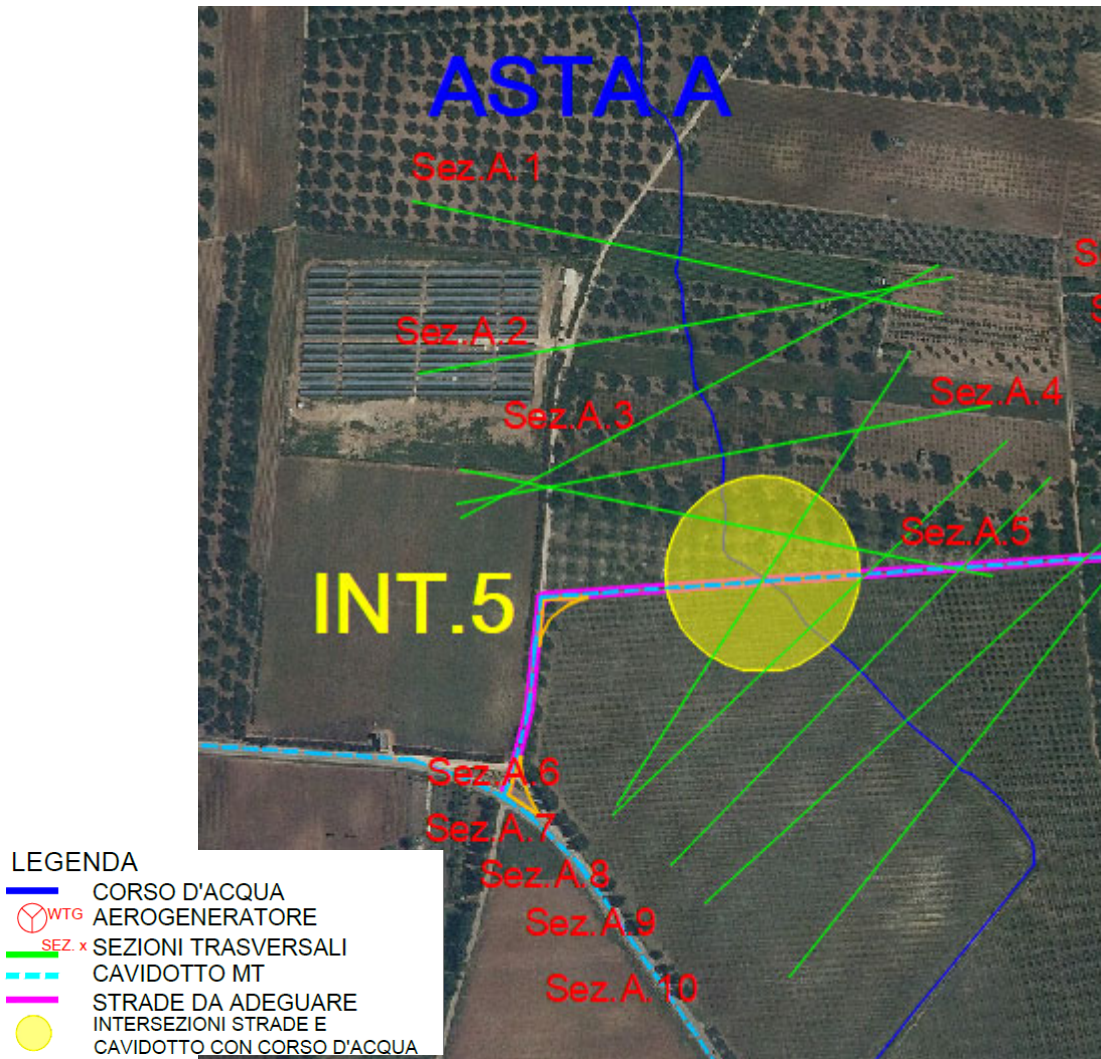


FIG 16 Planimetria con indicazione delle sezioni in dwg su base ortofoto.

Nella sezione n.6 è presente l'attraversamento stradale realizzato con un tombino.

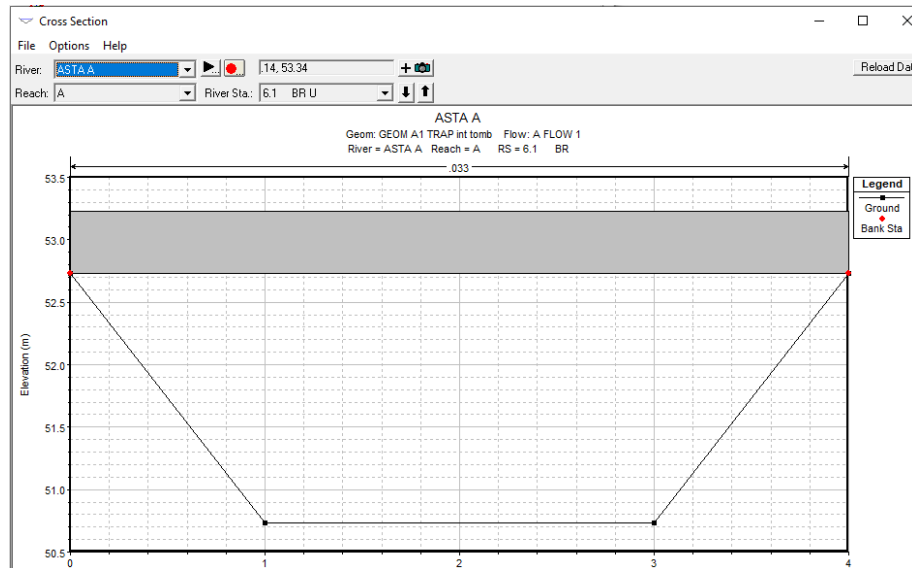


FIG 17 Schematizzazione dell'attraversamento stradale – sez. 6

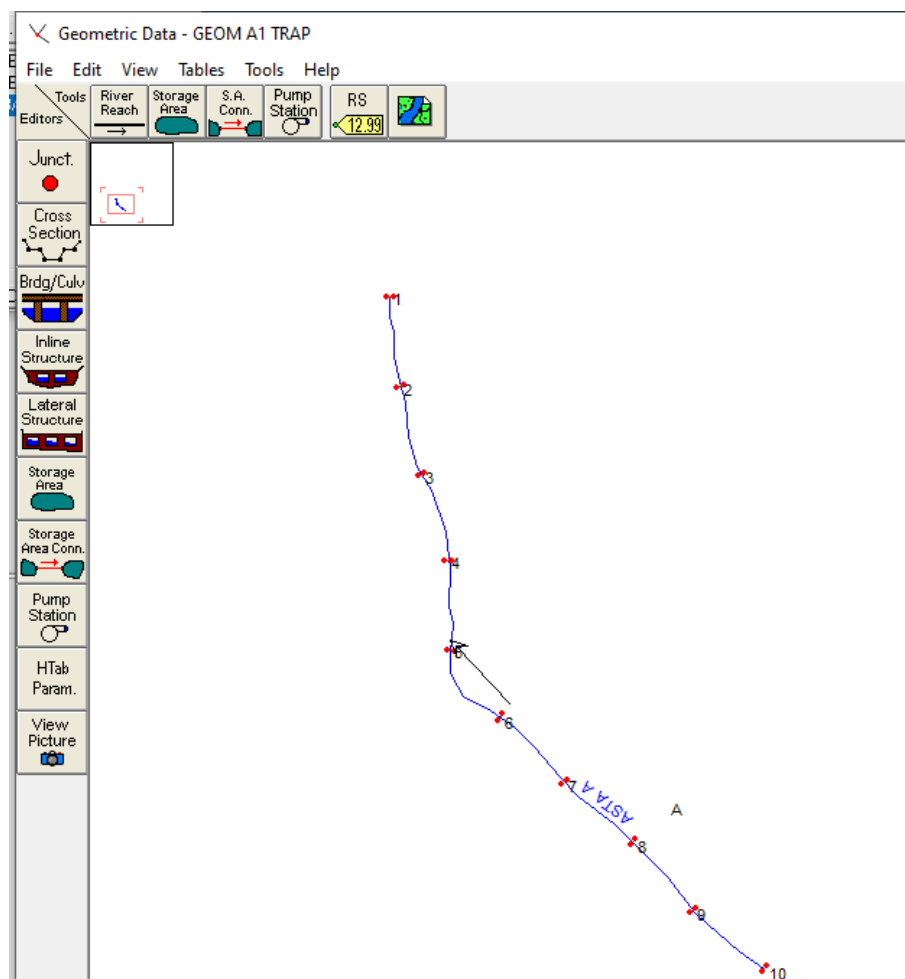


FIG 18 Planimetria con indicazione delle sezioni in HEC RAS

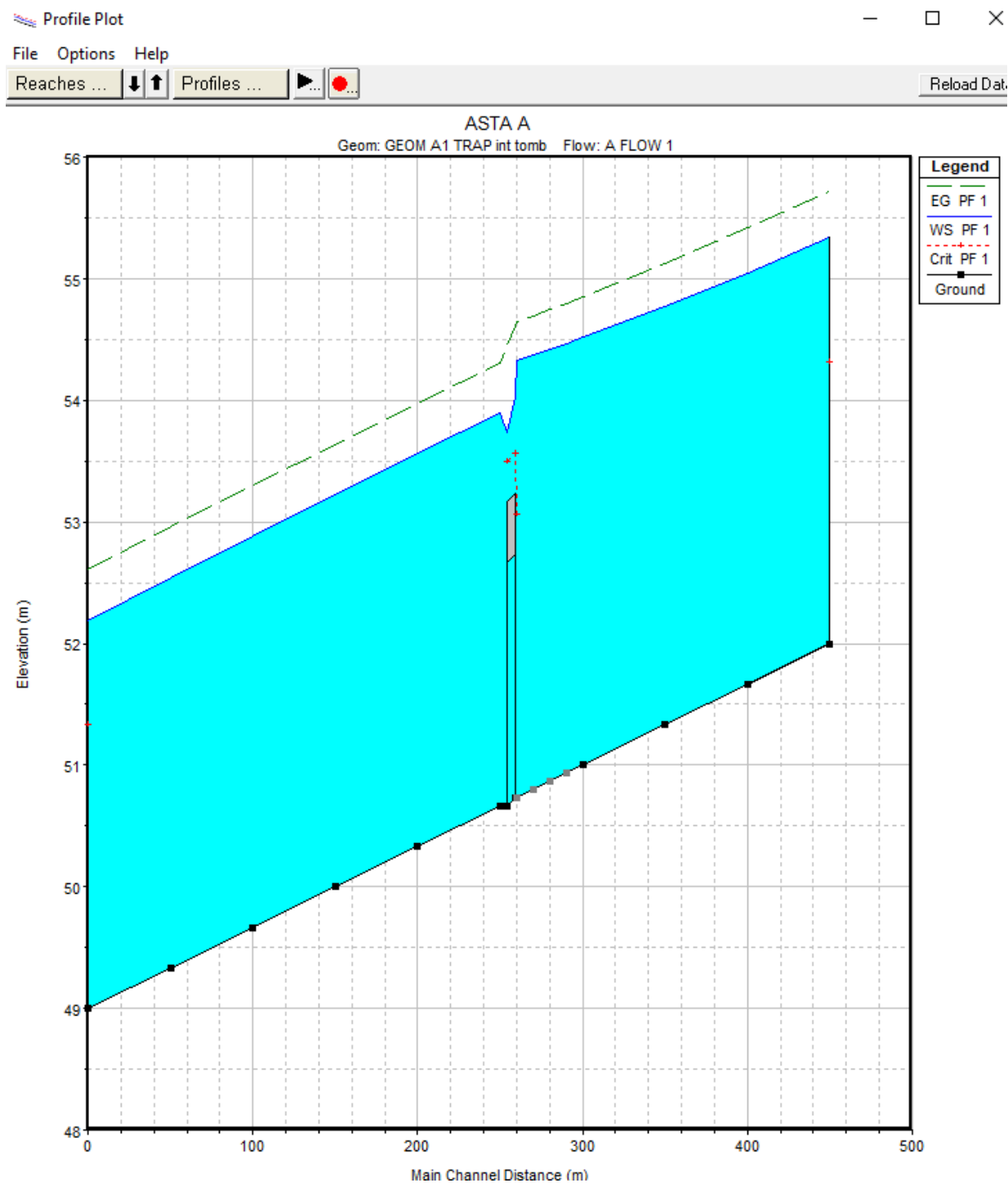


FIG 19 Profilo longitudinale di moto permanente
(è rappresentato graficamente il livello idrico corrispondente alla piena con $T_r = 200$ anni)

Profile Output Table - Standard Table 1

File Options Std. Tables Locations Help

HEC-RAS Plan: Plan 03 Riv											
Reach	River Sta	Q Total (m ³ /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 (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
A	10	31.00	52.00	55.34	54.32	55.72	0.006083	2.73	11.36	4.00	0.52
A	9	31.00	51.67	55.05		55.42	0.005860	2.69	11.53	4.00	0.51
A	8	31.00	51.33	54.77		55.13	0.005577	2.64	11.76	4.00	0.49
A	7	31.00	51.00	54.52		54.85	0.005237	2.57	12.06	4.00	0.47
A	6.8*	31.00	50.93	54.47		54.80	0.005161	2.56	12.13	4.00	0.47
A	6.6*	31.00	50.87	54.42		54.75	0.005087	2.54	12.20	4.00	0.46
A	6.4*	31.00	50.80	54.37		54.69	0.005008	2.52	12.28	4.00	0.46
A	6.2*	31.00	50.73	54.32	53.06	54.64	0.004926	2.51	12.36	4.00	0.46
A	6.1	Bridge									
A	6	31.00	50.67	53.90		54.31	0.006695	2.84	10.93	4.00	0.55
A	5	31.00	50.33	53.56		53.97	0.006714	2.84	10.92	4.00	0.55
A	4	31.00	50.00	53.23		53.64	0.006743	2.84	10.90	4.00	0.55
A	3	31.00	49.67	52.88		53.30	0.006789	2.85	10.87	4.00	0.55
A	2	31.00	49.33	52.54		52.96	0.006869	2.86	10.82	4.00	0.56
A	1	31.00	49.00	52.18	51.33	52.61	0.007002	2.89	10.74	4.00	0.56

FIG 20– Parametri idraulici del calcolo in moto permanente

Osservando gli output di HEC-RAS si evince come **il corso d'acqua in esame non è sufficiente a contenere la portata di piena bi-centenaria, portata valutata ottenuta con un tempo di ritorno notevolmente superiore alla vita utile dell'impianto a farsi ragionevolmente pari a circa 50 anni.**



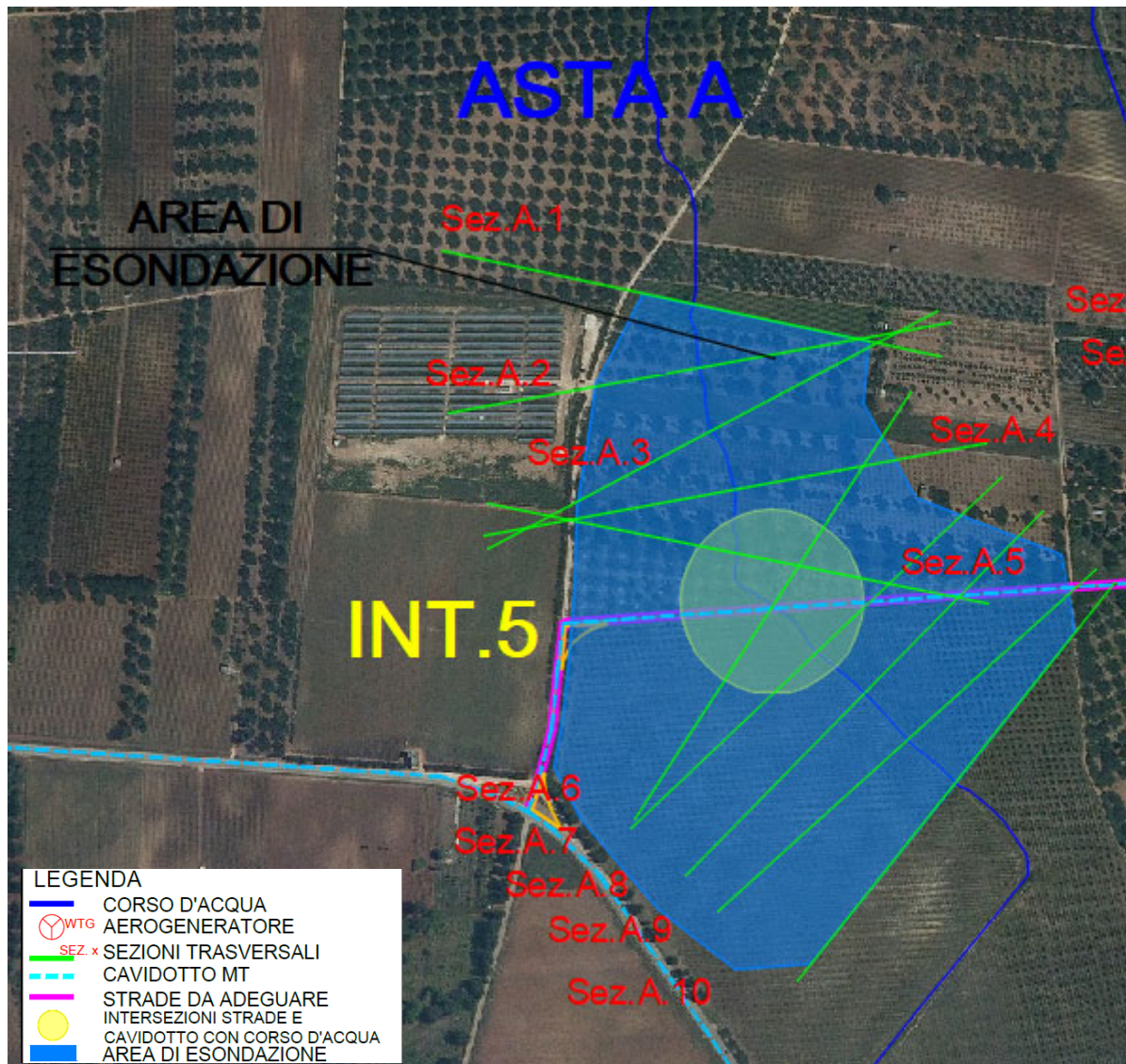


FIG 21 Planimetria con indicazione delle aree inondabili duecentennali.

Tale risultato è possibile desumerlo anche dalla consultazione delle sezioni trasversali, dalle quali sono evidenti i livelli idrici di piena per ogni sezione (cfr. Quaderno delle sezioni in allegato).

L'area di esondazione della piena duecentennale ottenuta è ben più ampia della sezione del canale in terra avente geometria trapezia ed interesserebbe al verificarsi della piena uno spazio circostante ben più ampio.

E' di tutta evidenza che il tempo di ritorno di 200 anni in base al quale è stato valutato l'evento di piena della modellazione, atta alla verifica idraulica affrontata, è considerevolmente ben più grande della vita utile dell'impianto e molto probabilmente non si verificherà mai durante l'esercizio dello stesso.

L'intersezione tra il reticolo idrografico ed il cavidotto avverrà su una strada comunale esistente, la n.53, che sarà oggetto solo di una leggera modifica nella dimensione per permettere il transito dei mezzi poiché la strada in questione è di accesso all'impianto denominato WTG2; rimarrà inalterata anche la tipologia dell'opera di attraversamento esistente.

Alla luce delle considerazioni su esposte si è deciso di interrare (adottando la tecnologia T.O.C.) il cavidotto nell'area di ingombro della sede stradale esistente e di ubicare i pozzetti prefabbricati di partenza e di arrivo, previsti alle estremità del tratto di cavidotto interrato, ad una mutua distanza di 10 m l'uno dall'altro a cavallo dell'asse del corso d'acqua e realizzati con anelli prefabbricati in cemento armato sigillati con malta idroespansiva, dotati di chiusini con guarnizioni a tenuta in grado di funzionare correttamente anche in caso di eventi alluvionali.

L'ubicazione dei pozzetti e la posa del cavidotto non altereranno le condizioni esistenti e pertanto non produrranno effetti peggiorativi sull'ambiente circostante, inoltre le caratteristiche delle opere a farsi saranno tali da garantire un corretto funzionamento dell'impianto ed evitare l'insorgere di situazioni di rischio.



8.2 Asta B

Si specifica che le sezioni sono numerate in modo decrescente da monte verso valle, mentre le distanze progressive in modo crescente da valle verso monte.

Nelle figure seguenti (cfr. figure seguenti) sono riportati le planimetrie con le sezioni trasversali, il profilo longitudinale al passaggio dell'onda di piena due centennale e gli output della modellazione.

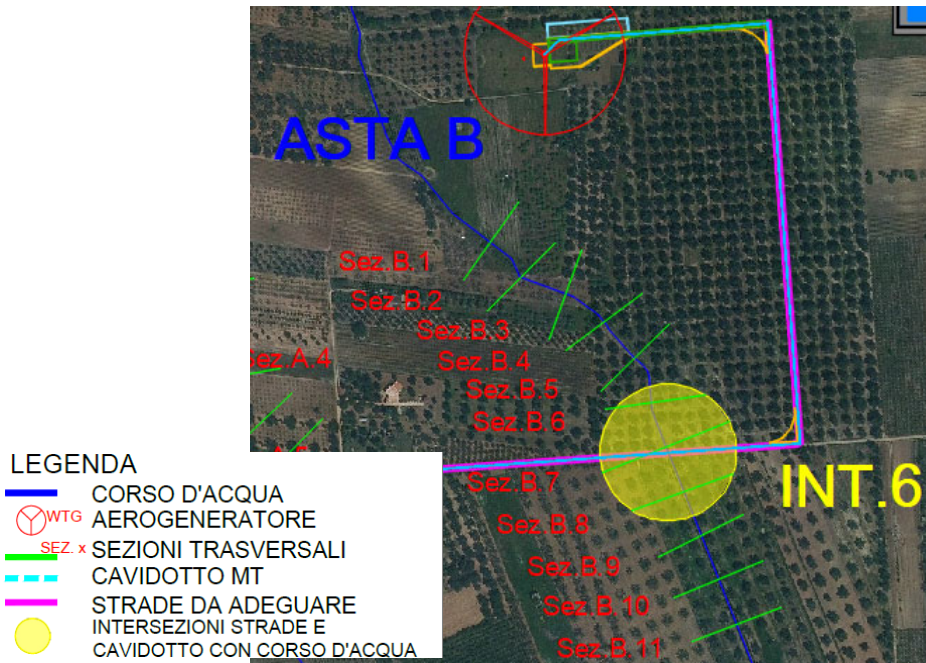


FIG 22 Planimetria con indicazione delle sezioni in dwg su base ortofoto.

Nella sez. n.7 è presente l'attraversamento stradale realizzato con un tombino.

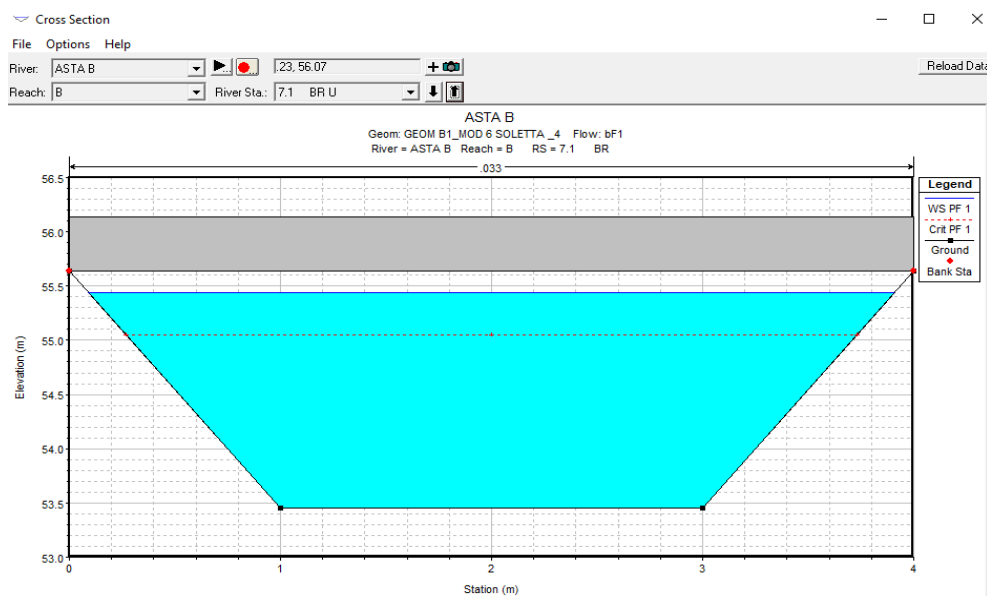


FIG 23 Schematizzazione dell'attraversamento stradale – sez. 7

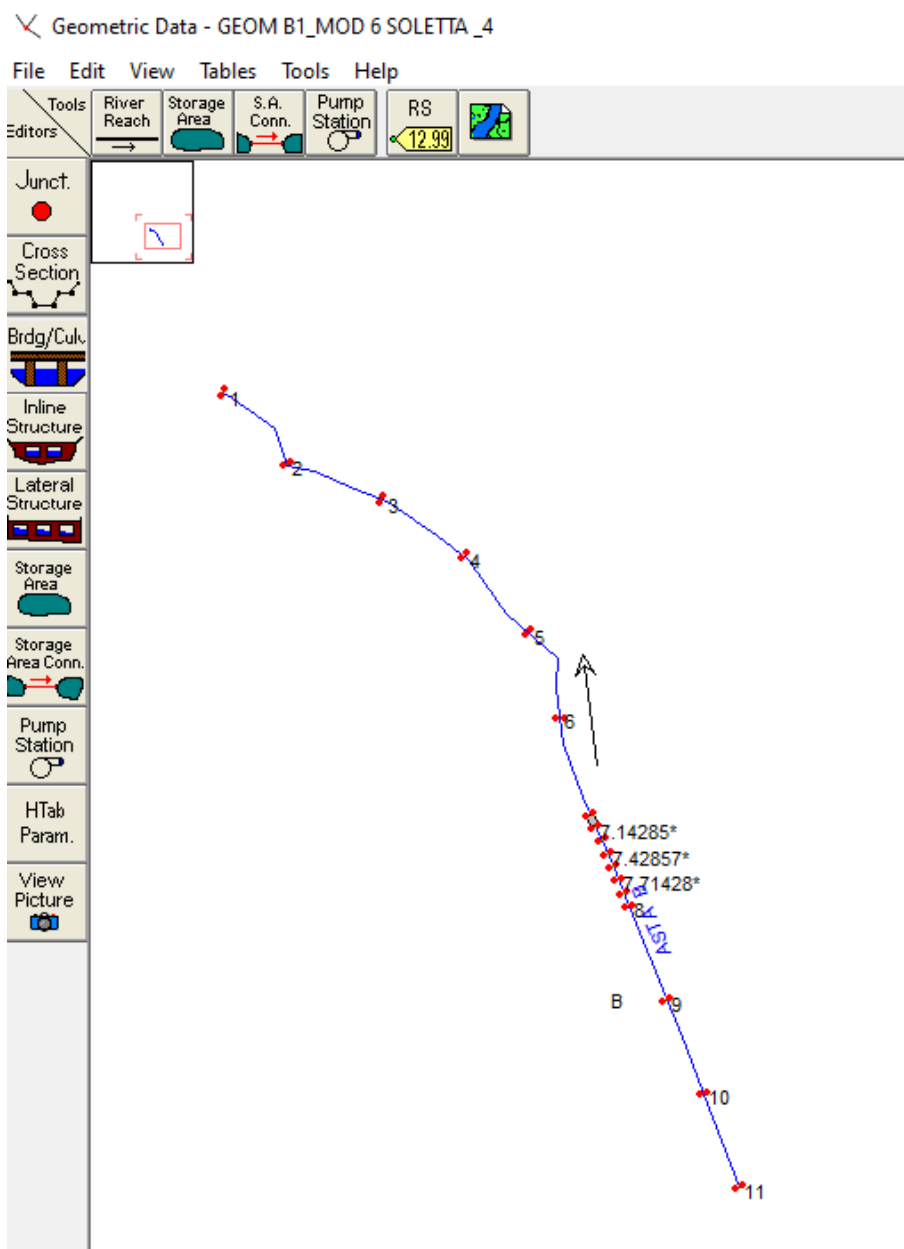


FIG 24 Planimetria con indicazione delle sezioni in HEC RAS

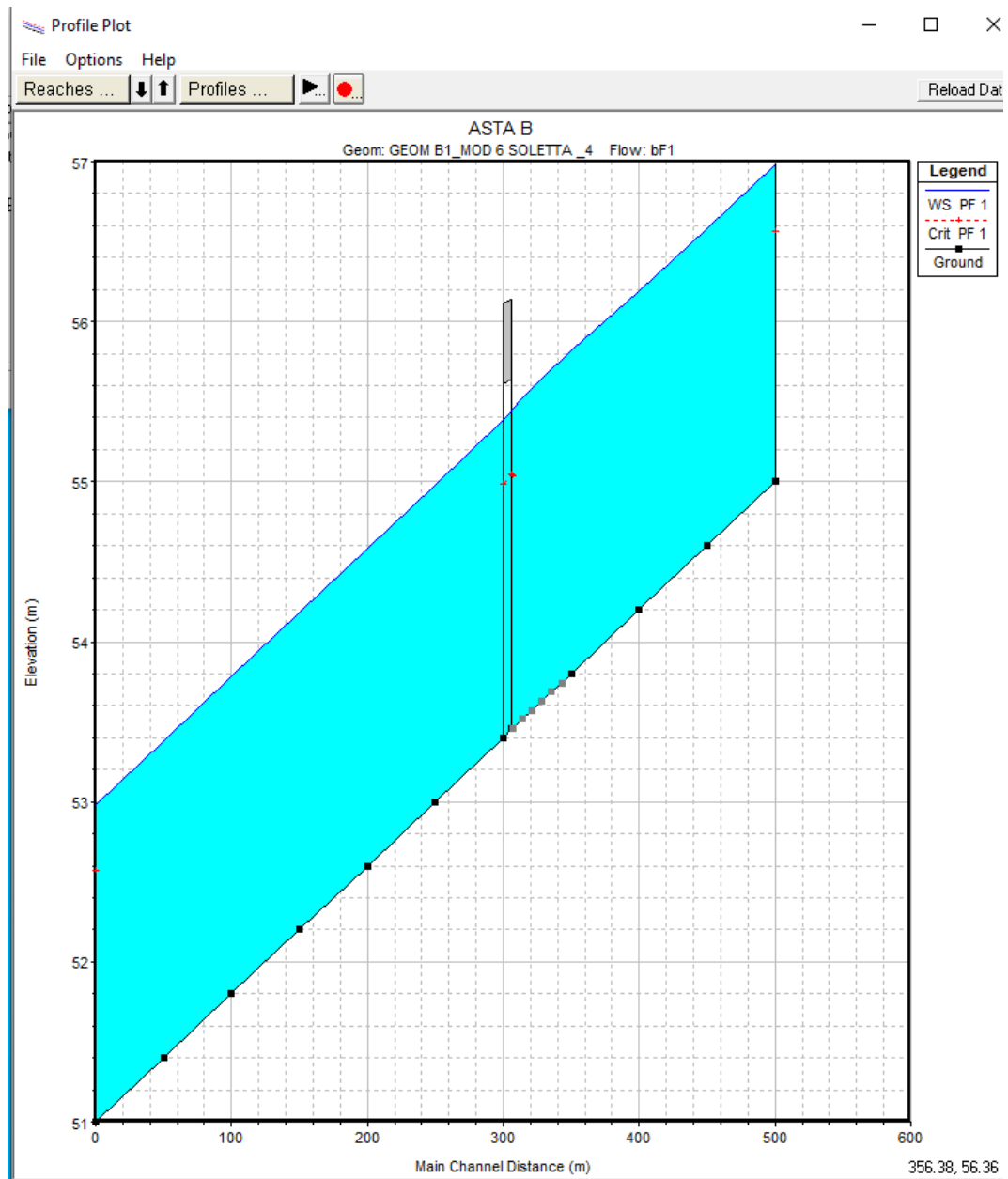


FIG 25 Profilo longitudinale di moto permanente
(è rappresentato graficamente il livello idrico corrispondente alla piena con $T_r = 200$ anni)

Profile Output Table - Standard Table 1

File Options Std. Tables Locations Help

HEC-RAS Plan: Plan 13 Riv											
Reach	River Sta	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
		(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
B	11	15.20	55.00	56.98	56.57	57.32	0.007982	2.56	5.93	3.98	0.67
B	10	15.20	54.60	56.58		56.92	0.007944	2.56	5.94	3.98	0.67
B	9	15.20	54.20	56.19		56.52	0.007826	2.54	5.97	3.99	0.66
B	8	15.20	53.80	55.82		56.14	0.007480	2.50	6.07	4.00	0.65
B	7.85714*	15.20	53.74	55.76		56.08	0.007595	2.52	6.04	3.99	0.65
B	7.71428*	15.20	53.69	55.70		56.03	0.007715	2.53	6.01	3.96	0.66
B	7.57142*	15.20	53.63	55.64		55.97	0.007846	2.55	5.97	3.93	0.66
B	7.42857*	15.20	53.57	55.58		55.92	0.007976	2.56	5.94	3.90	0.66
B	7.28571*	15.20	53.51	55.52		55.86	0.008165	2.58	5.89	3.87	0.67
B	7.14285*	15.20	53.46	55.45	55.04	55.80	0.008393	2.61	5.83	3.83	0.68
B	7.1	Bridge									
B	7	15.20	53.40	55.38		55.74	0.008711	2.65	5.75	3.79	0.69
B	6	15.20	53.00	54.98		55.32	0.008001	2.57	5.92	3.98	0.67
B	5	15.20	52.60	54.58		54.92	0.007998	2.57	5.92	3.98	0.67
B	4	15.20	52.20	54.18		54.52	0.008000	2.57	5.92	3.98	0.67
B	3	15.20	51.80	53.78		54.12	0.008002	2.57	5.92	3.98	0.67
B	2	15.20	51.40	53.38		53.72	0.008002	2.57	5.92	3.98	0.67
B	1	15.20	51.00	52.98	52.57	53.32	0.008012	2.57	5.92	3.98	0.67

FIG 26 – Parametri idraulici del calcolo in moto permanente

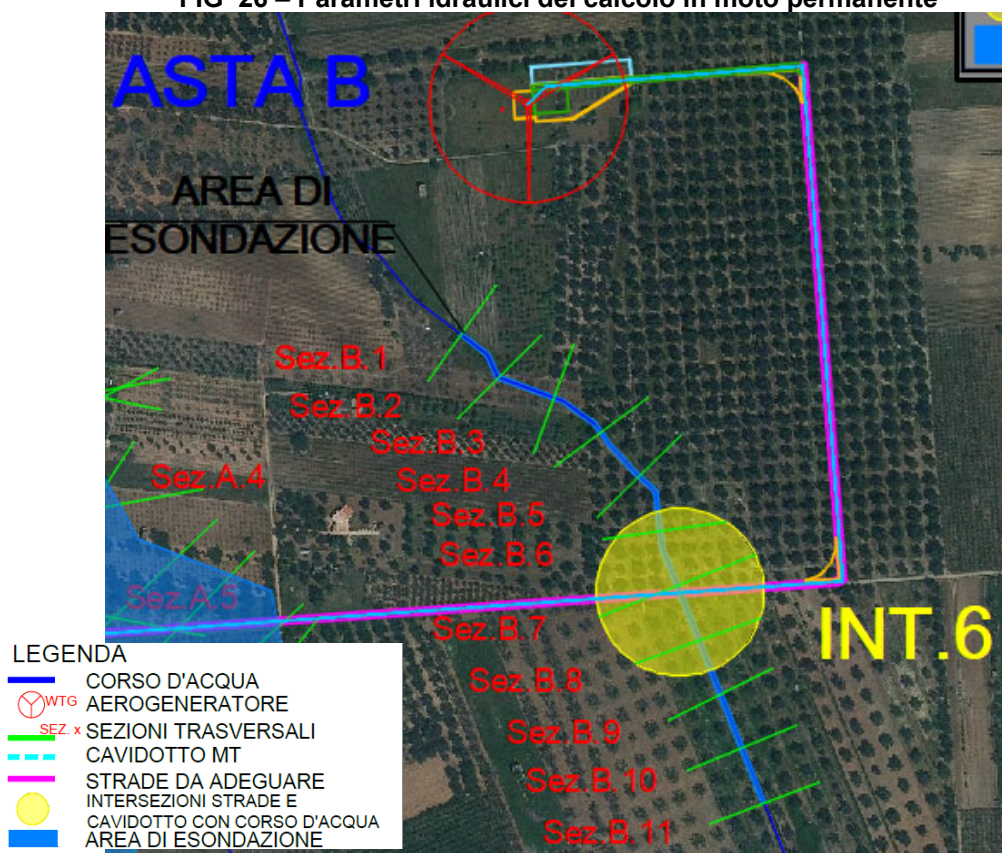


FIG 27 Planimetria con indicazione delle aree inondabili duecentennali.



Osservando gli output di HEC-RAS si evince come **il corso d'acqua in esame sia sufficiente a contenere la portata di piena bi-centenaria, sempre contenuta in alveo a sezione trapezia.**

Tale risultato è possibile desumerlo anche dalla consultazione delle sezioni trasversali, dalle quali sono evidenti i livelli idrici di piena per ogni sezione (cfr. Quaderno delle sezioni in allegato ASTA B).



9. CONCLUSIONI

Il presente Studio è stato redatto al fine di valutare la compatibilità idrologica ed idraulica relativa al progetto per **la realizzazione di un parco eolico avente potenza complessiva pari a 36 MW e relative opere di connessione alla RTN da realizzare nei comuni di Brindisi (BR) e Mesagne (BR).**

L'impianto a farsi con il suo cavidotto di collegamento in MT non comporterà durante il suo esercizio una alterazione o un peggioramento delle condizioni di funzionalità idraulica, e non costituirà in nessun caso un fattore di aumento della pericolosità idraulica né localmente, né nelle aree adiacenti, poiché non produrrà ostacoli all'attuale normale e libero deflusso delle acque.

I cogeneratori saranno ubicati in spazi che non rientrano nelle aree perimetrare a rischio idraulico, né in aree di pertinenza del reticolo idrografico.

Le intersezioni del cavidotto con il reticolo idrografico denominate INT 1, 2, 3 e 4 avverranno tramite lo staffaggio su lato valle degli attraversamenti stradali esistenti senza apportare alcuna modifica allo stato attuale, mentre per le intersezioni denominate INT 5 e 6 si adatterà la tecnologia della Trivellazione Orizzontale Controllata (TOC) interrando opportunamente il cavidotto fino ad una profondità minima di 2 m dal piano campagna così da non comportare alcuna modifica alla morfologia del reticolo idrografico, garantendo allo stesso tempo un ampio margine di sicurezza idraulica, sia nei confronti dei deflussi superficiali che di quelli (eventuali) sotterranei.

E' opportuno precisare che le intersezioni N.5 e N6 tra il reticolo idrografico ed il cavidotto avverranno su una strada comunale esistente, la n.53, che sarà oggetto solo di una leggera modifica nella dimensione trasversale per permettere il transito dei mezzi poiché la strada in questione è di accesso all'impianto denominato WTG2; anche la tipologia dell'opera di attraversamento esistente rimarrà inalterata.

A valle della modellazione si è potuto appurare che al verificarsi dell'evento di piena duecentennale per l'ASTA B (INT. 6) il suo transito sarebbe contenuto all'interno dell'alveo mentre per l'ASTA A (INT 5) il suo transito interesserebbe un'area circostante più ampia.

E' di tutta evidenza che il tempo di ritorno di 200 anni in base al quale è stato valutato l'evento di piena della modellazione, atta alla verifica idraulica affrontata, è considerevolmente ben più grande della vita utile dell'impianto e che molto probabilmente non si verificherà mai durante l'esercizio dello stesso.



Alla luce delle considerazioni su esposte e per le caratteristiche delle opere di attraversamento esistenti si è deciso per entrambe le intersezioni, come già precisato, di interrare il cavidotto nell'area di ingombro della sede stradale esistente adottando la tecnologia T.O.C..

Per l'INT. 5 si procederà con l'ubicazione dei pozzetti prefabbricati di partenza e di arrivo, previsti alle estremità del tratto di cavidotto interrato, ad una mutua distanza di 10 m l'uno dall'altro a cavallo dell'asse del corso d'acqua e realizzati con anelli prefabbricati in cemento armato sigillati con malta idroespansiva, dotati di chiusini con guarnizioni a tenuta in grado di funzionare correttamente anche in caso di eventi alluvionali. Per l'INT.6 i pozzetti, identici a quelli previsti per la precedente intersezione, verranno posizionati al di fuori dell'alveo.

In entrambi i casi l'ubicazione dei pozzetti e la posa del cavidotto non altereranno le condizioni esistenti e pertanto non produrranno effetti peggiorativi sull'ambiente circostante, inoltre le caratteristiche delle opere a farsi saranno tali da garantire un corretto funzionamento dell'impianto e da evitare l'insorgere di situazioni di rischio.

L'opera in progetto risulta pertanto compatibile con le finalità del Piano di Assetto Idraulico, garantendo altresì la sicurezza idraulica dell'area.



ALLEGATI

ALL 01 Inquadramento dei Bacini Idrografici su IGM 1:25.000

ALL 02 Inquadramento dei Bacini Idrografici su Ortofoto

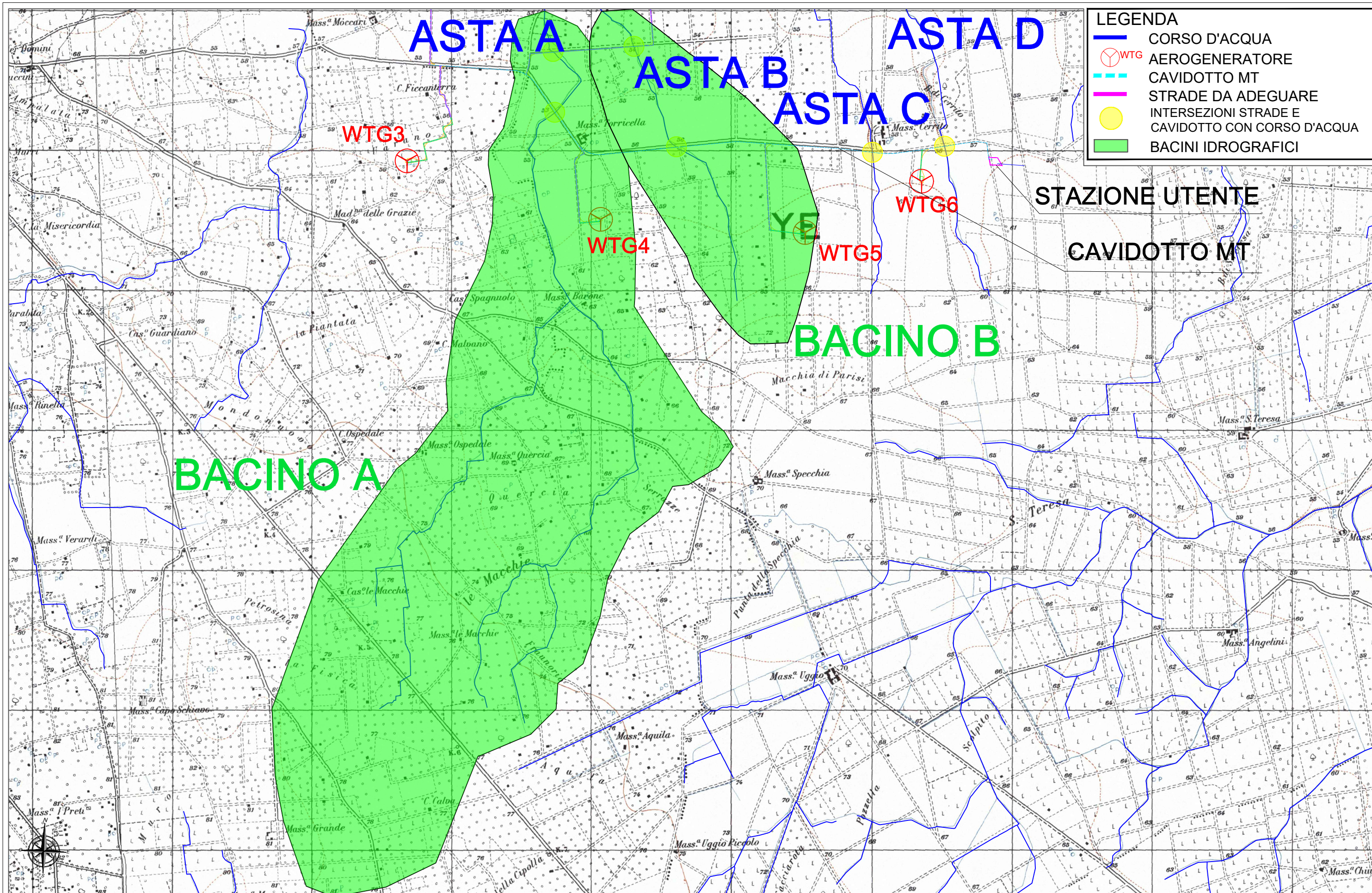
ALL 03 Planimetria con indicazione delle intersezioni del cavidotto con il reticolo superficiale.

ALL 04 Planimetria con indicazione delle aree inondabili duecentennali – ASTA A e
ASTA B

Quaderno delle sezioni ASTA A

Quaderno delle sezioni ASTA B

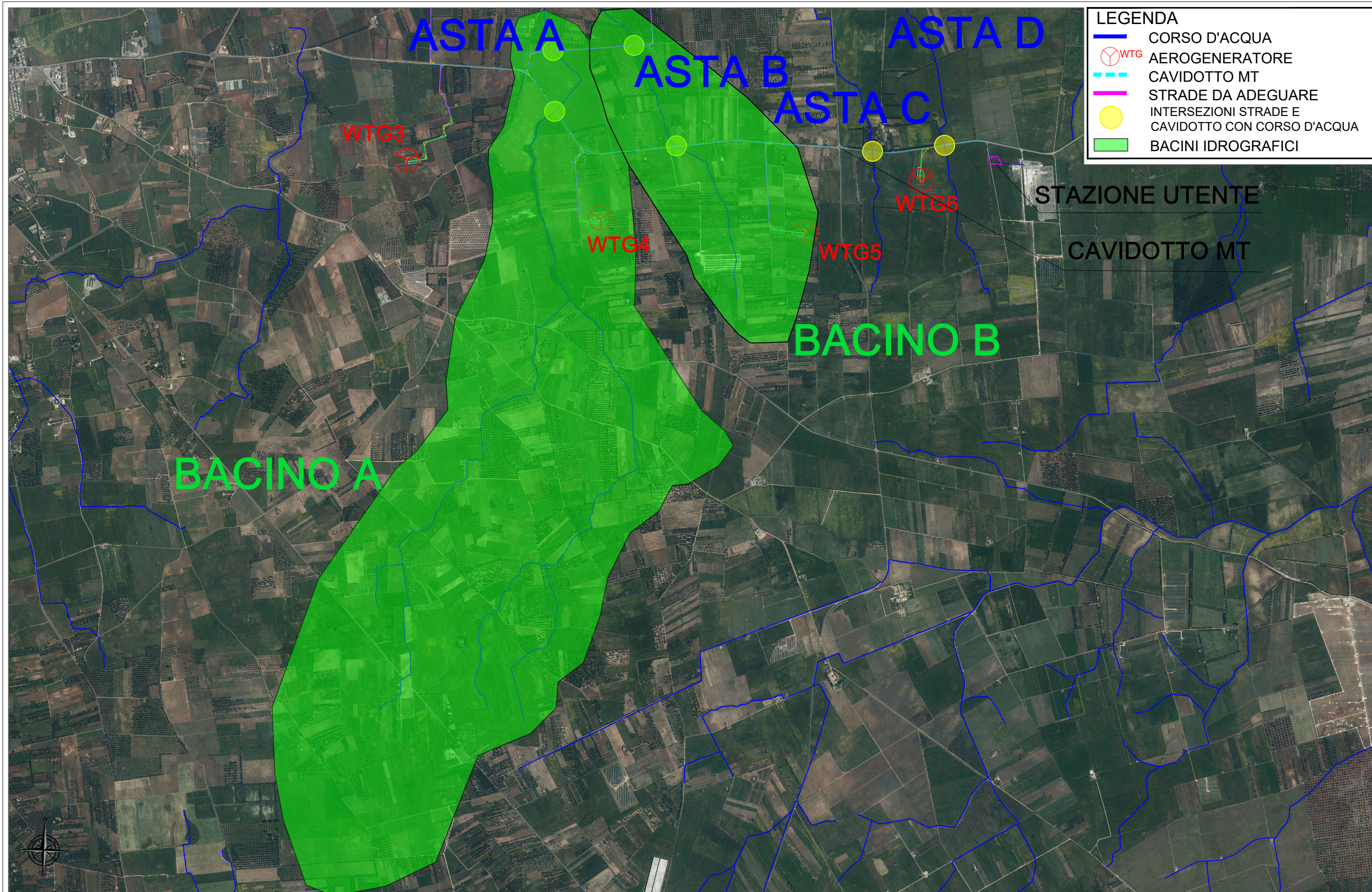




PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO EOLICO
 DENOMINATO "CE BRINDISI SUD" NEI COMUNI DI
 BRINDISI E MESAGNE (BR)

STUDIO DI COMPATIBILITA' IDROLOGICA IDRAULICA
 Individuazione bacini idrografici su base IGM
 SCALA 1:25.000

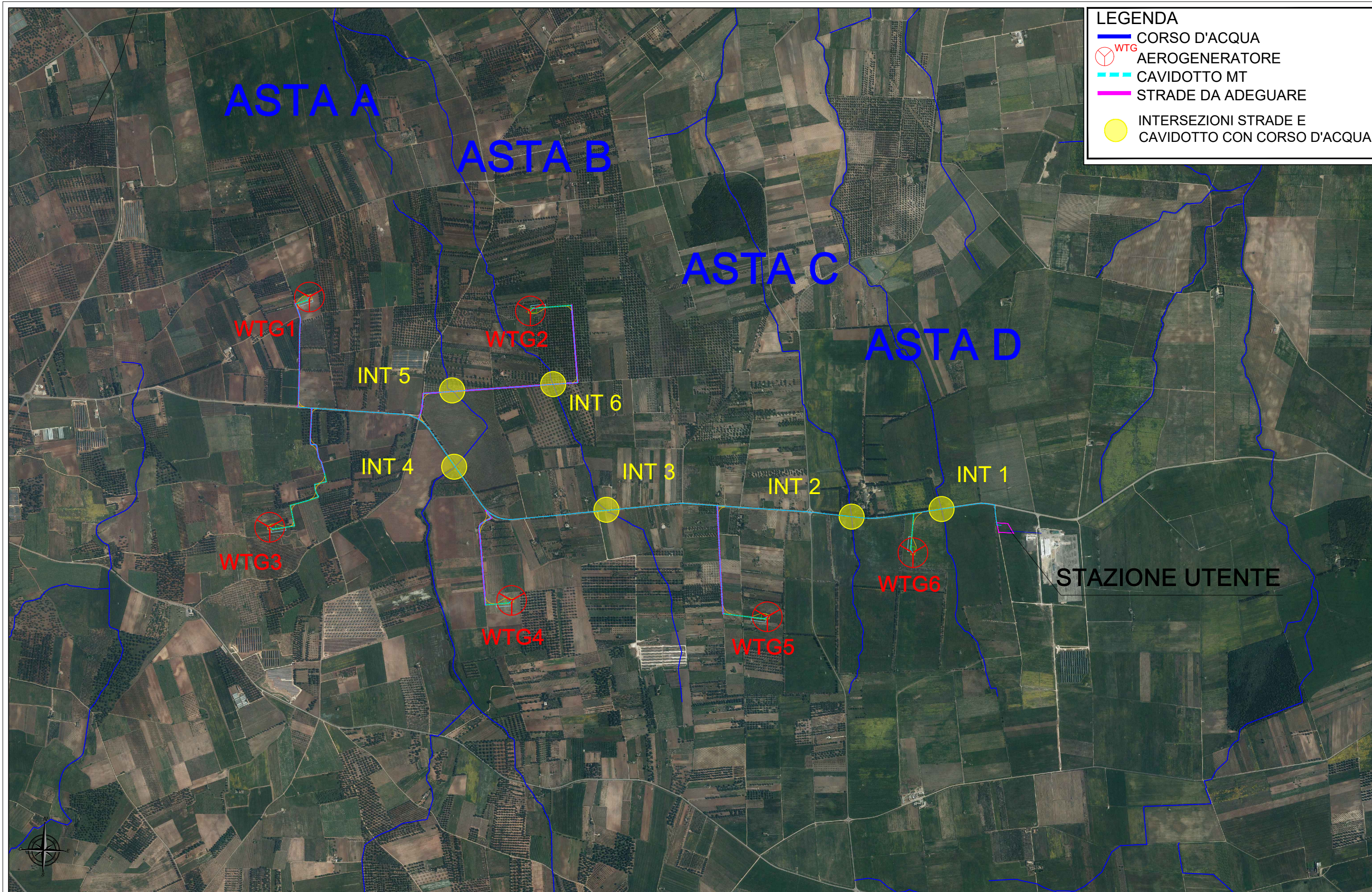
ALL 01



PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO EOLICO
 DENOMINATO "CE BRINDISI SUD" NEI COMUNI DI
 BRINDISI E MESAGNE (BR)

STUDIO DI COMPATIBILITA' IDROLOGICA IDRAULICA
 Individuazione bacini idrografici su base ORTOFOTO
 SCALA 1:25.000

ALL 02



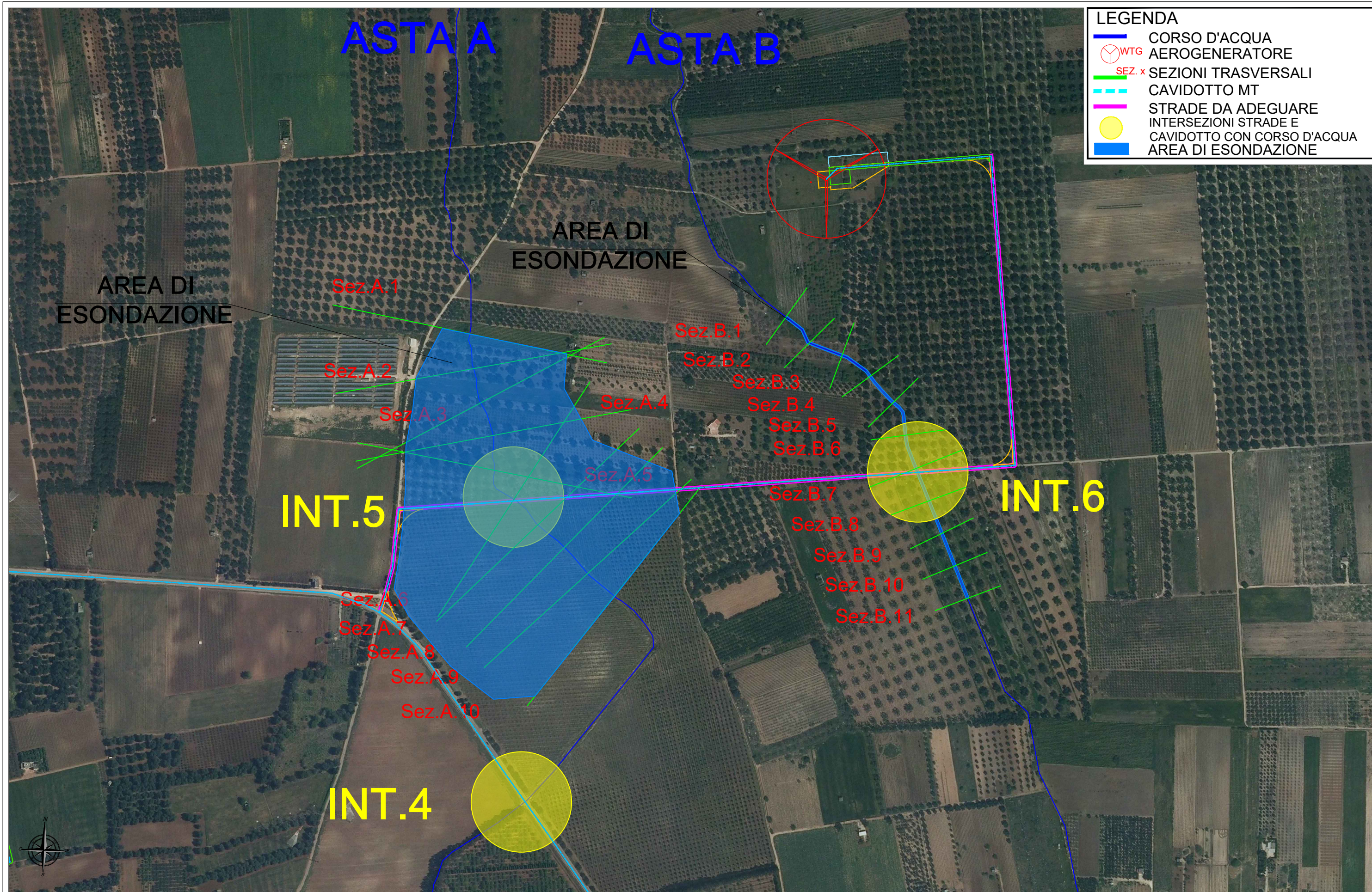
LEGENDA

- CORSO D'ACQUA
- ⊗ WTG AEROGENERATORE
- - - CAVIDOTTO MT
- STRADE DA ADEGUARE
- INTERSEZIONI STRADE E CAVIDOTTO CON CORSO D'ACQUA

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO EOLICO
 DENOMINATO "CE BRINDISI SUD" NEI COMUNI DI
 BRINDISI E MESAGNE (BR)

STUDIO DI COMPATIBILITA' IDROLOGICA IDRAULICA
 Individuazione delle intersezioni del cavidotto con il reticolo idrografico
 SCALA 1:20.000

ALL 03



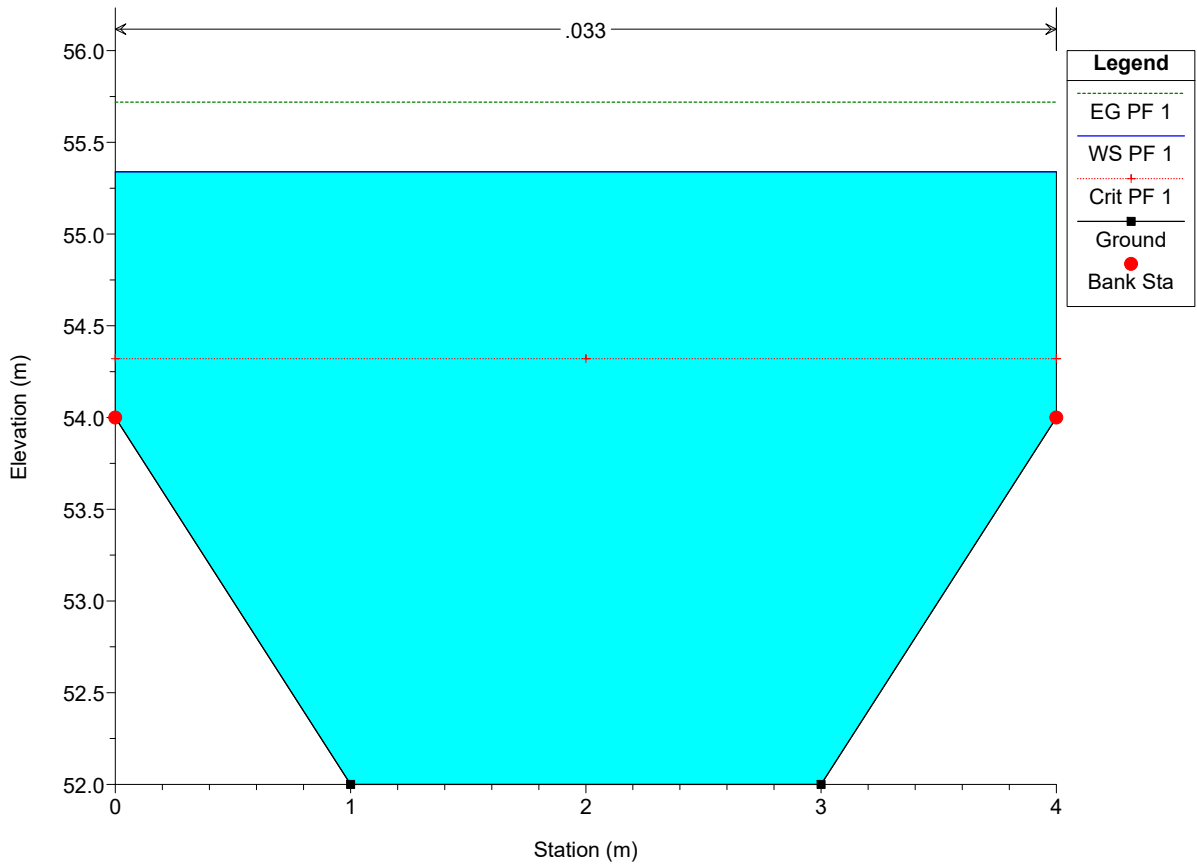
LEGENDA	
	CORSO D'ACQUA
	AEROGENERATORE
	SEZ. x SEZIONI TRASVERSALI
	CAVIDOTTO MT
	STRADE DA ADEGUARE
	INTERSEZIONI STRADE E CAVIDOTTO CON CORSO D'ACQUA
	AREA DI ESONDAZIONE

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO EOLICO
 DENOMINATO "CE BRINDISI SUD" NEI COMUNI DI
 BRINDISI E MESAGNE (BR)

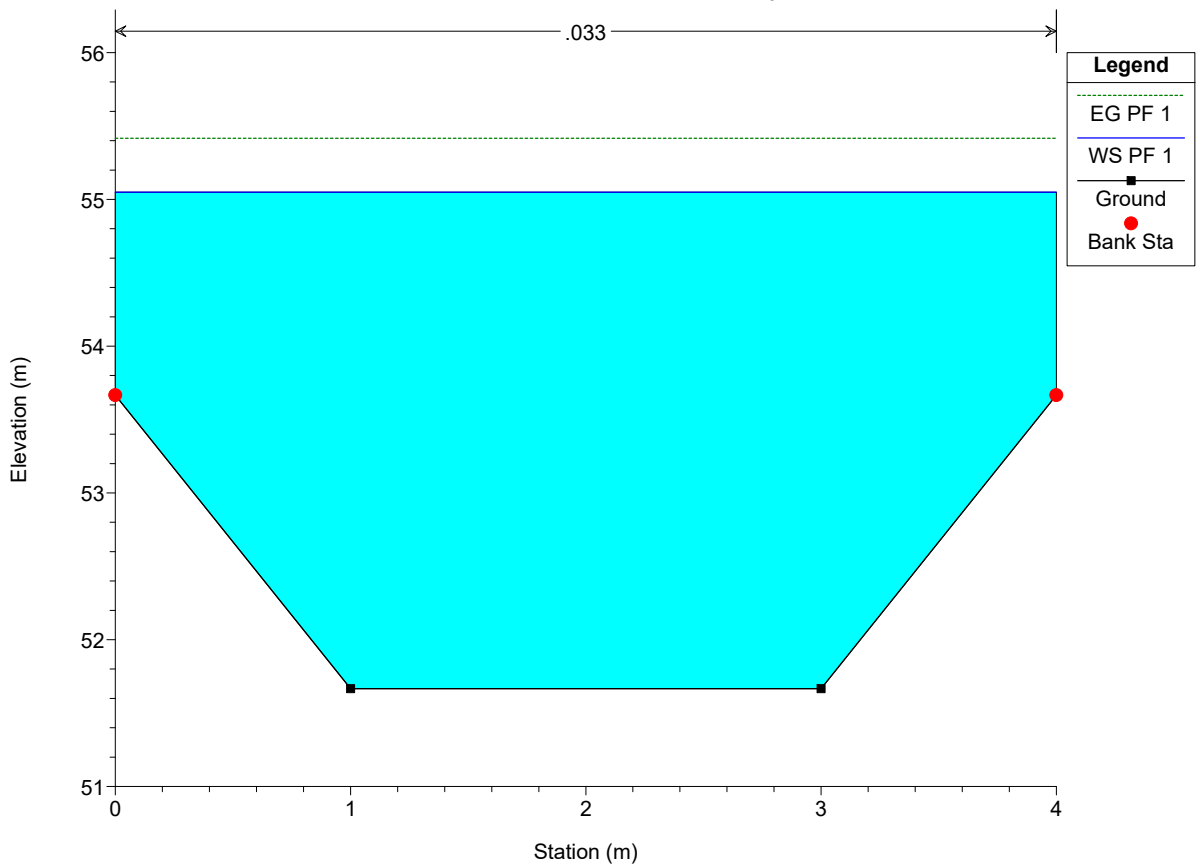
STUDIO DI COMPATIBILITA' IDROLOGICA IDRAULICA
 Individuazione delle aree di esondazione - Int. 5 e Int. 6
 SCALA 1:5.000

ALL 04

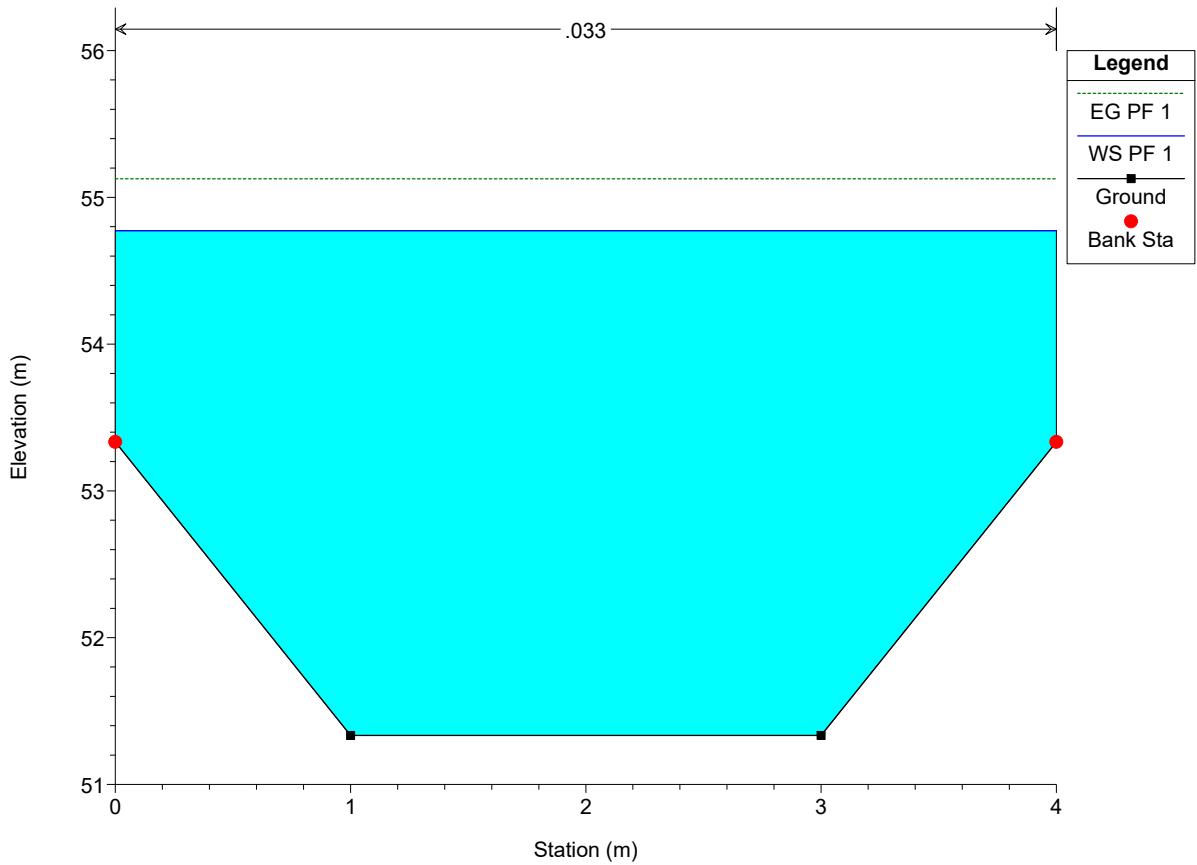
ASTA A Plan: Plan 03
River = ASTA A Reach = A RS = 10



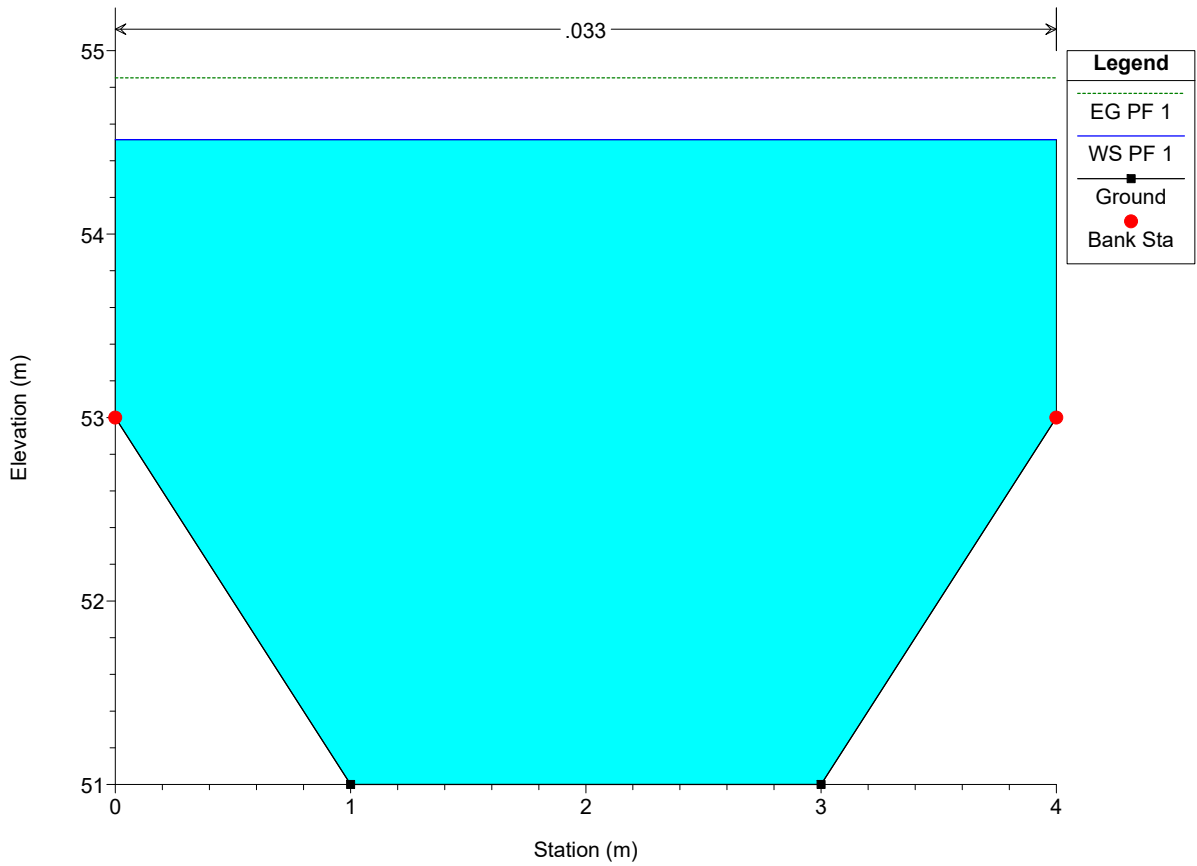
ASTA A Plan: Plan 03
River = ASTA A Reach = A RS = 9



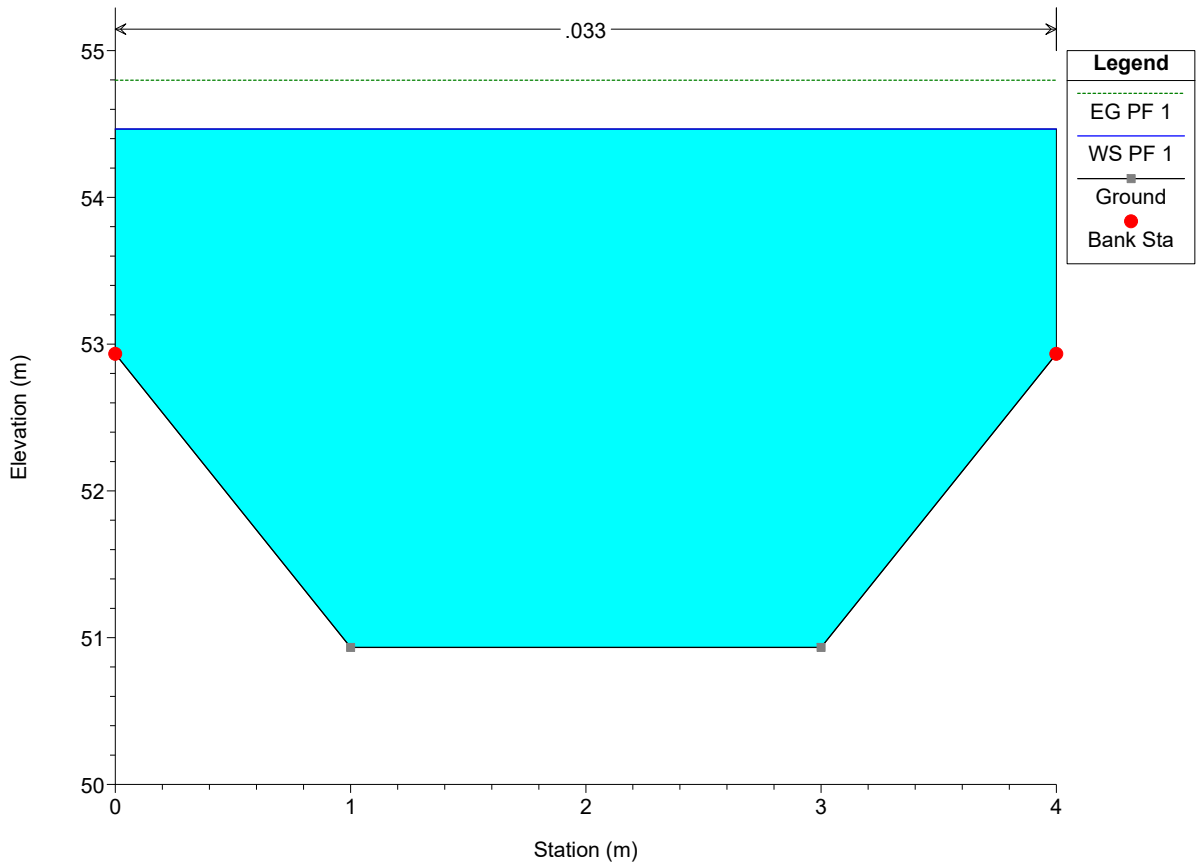
ASTA A Plan: Plan 03
River = ASTA A Reach = A RS = 8



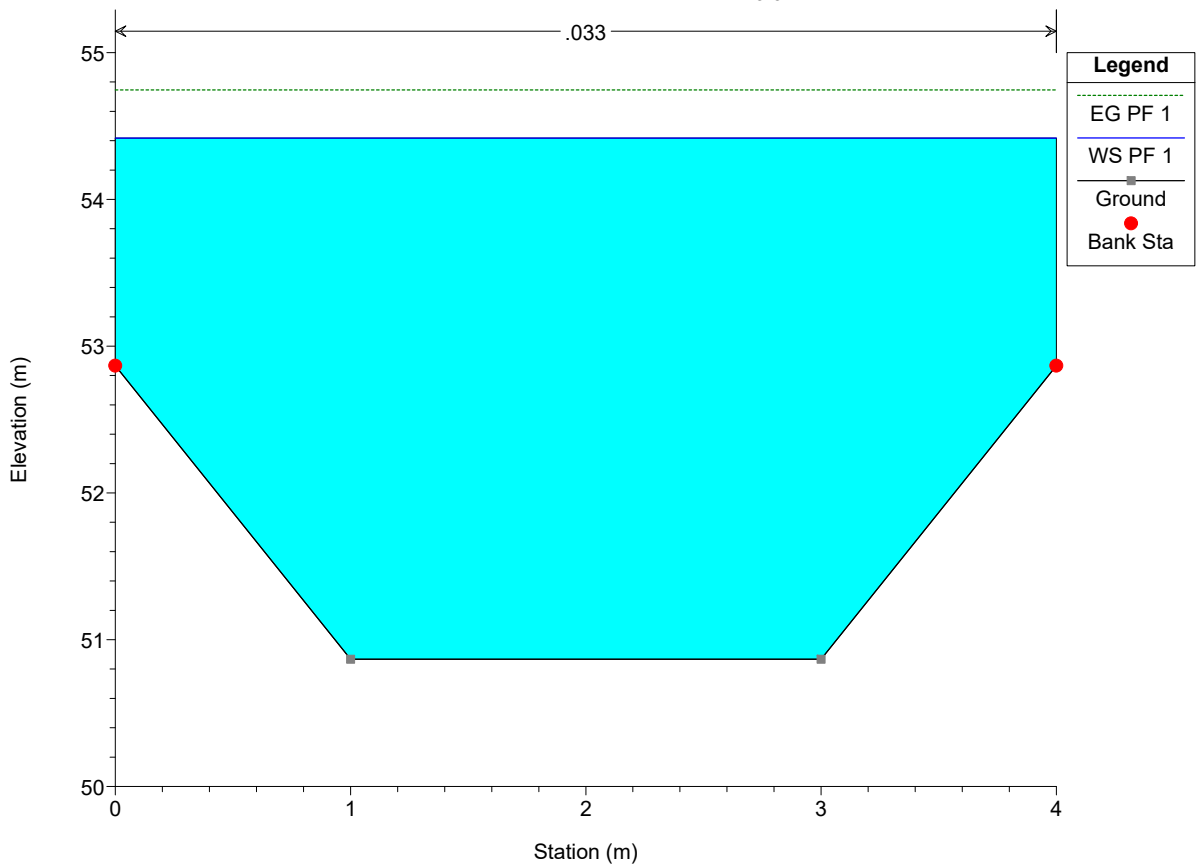
ASTA A Plan: Plan 03
River = ASTA A Reach = A RS = 7

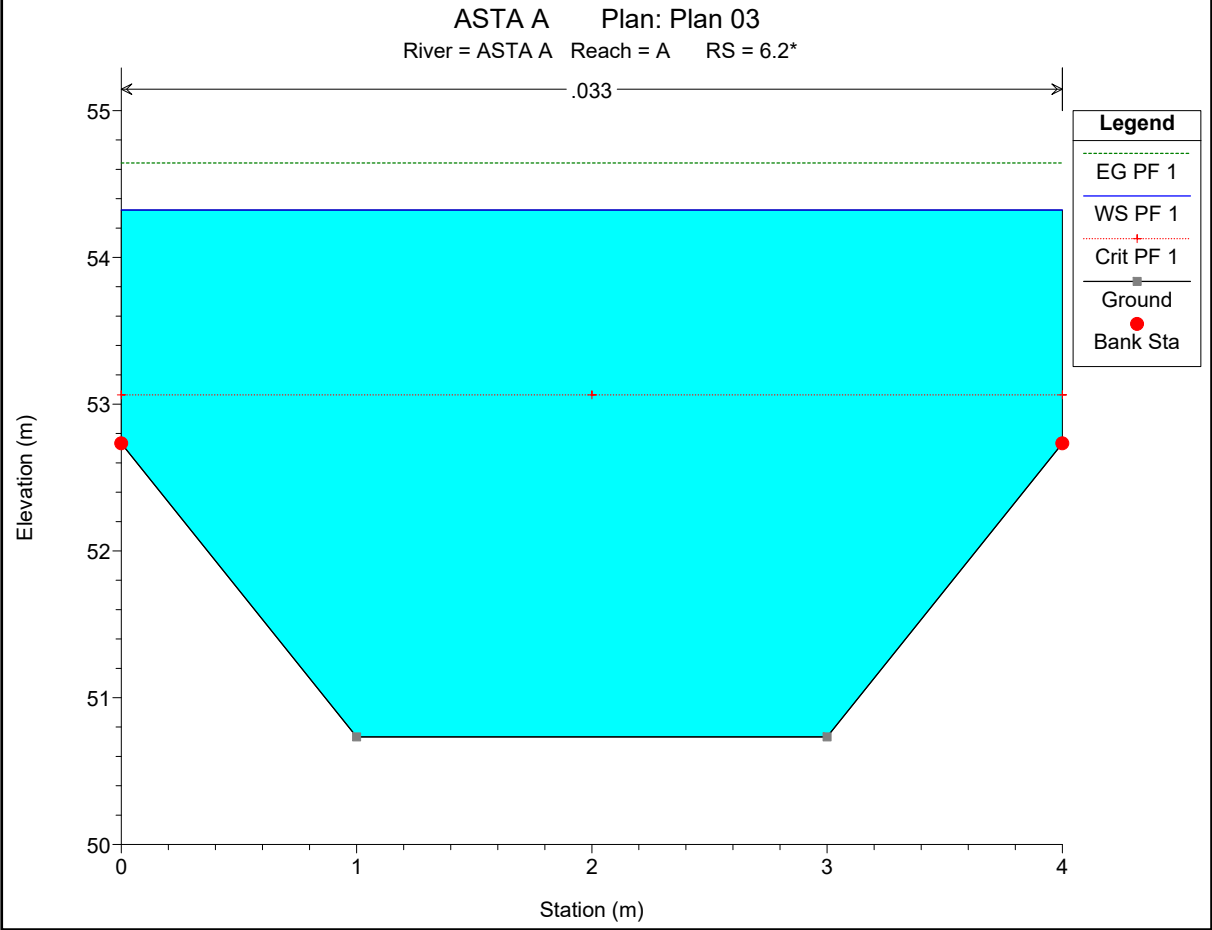
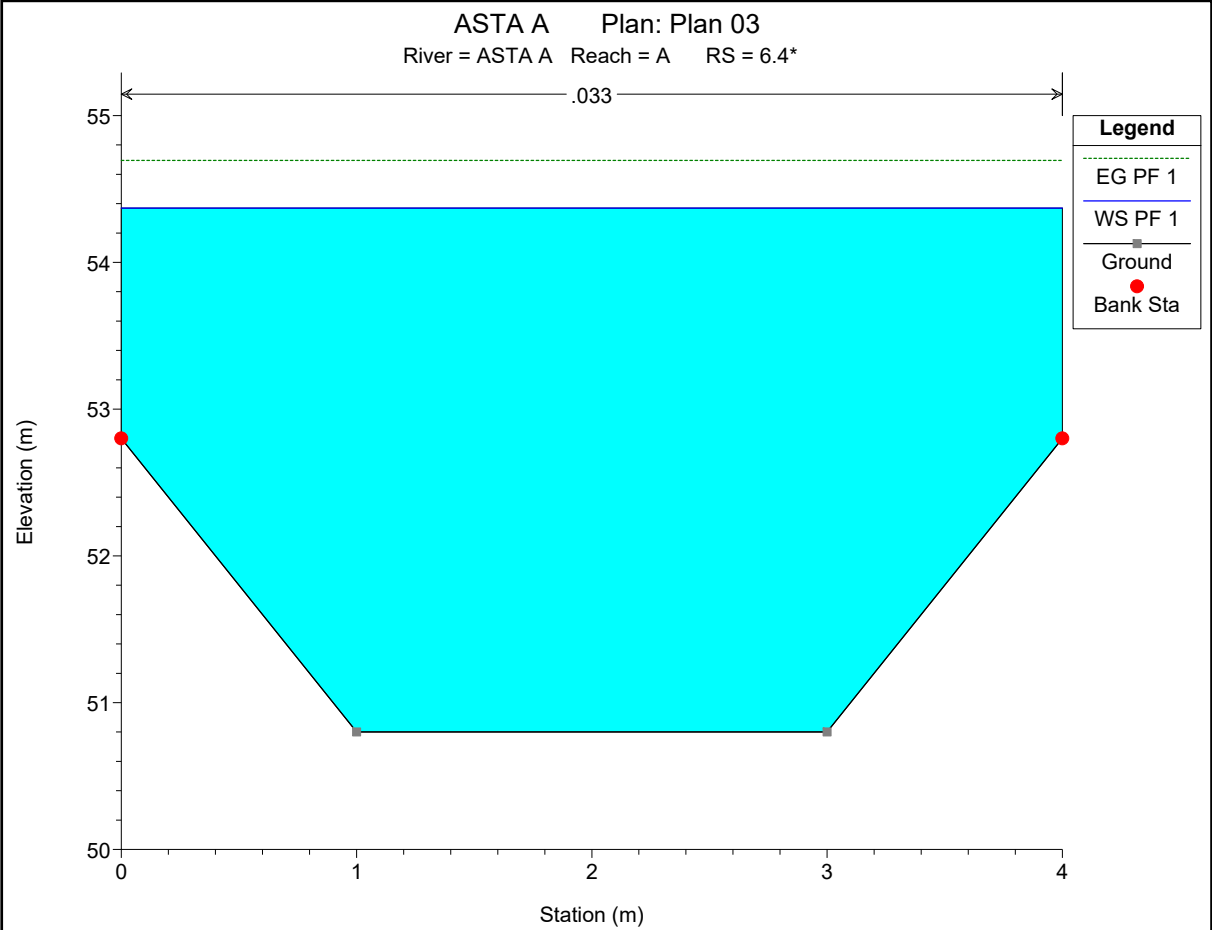


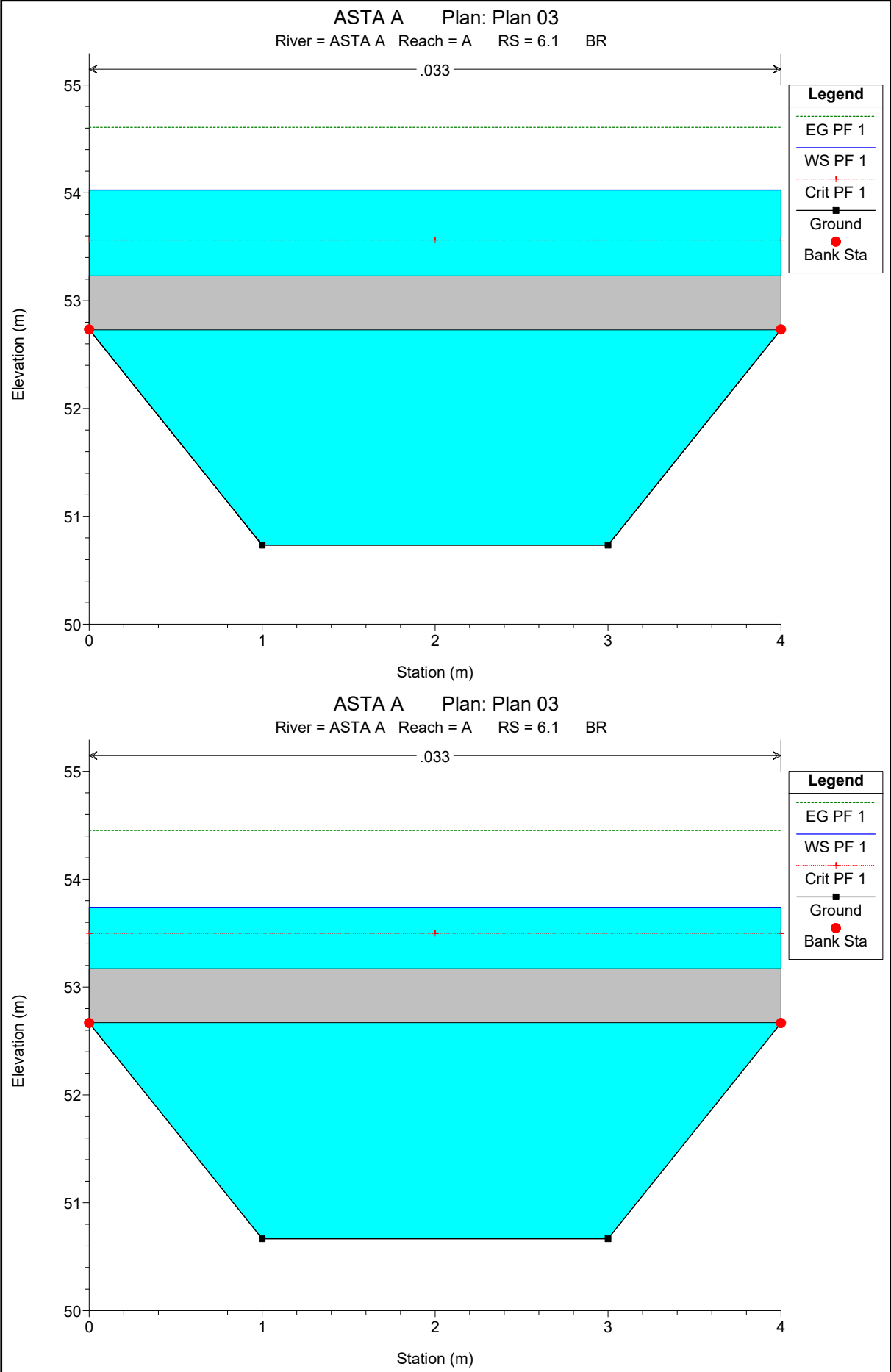
ASTA A Plan: Plan 03
River = ASTA A Reach = A RS = 6.8*



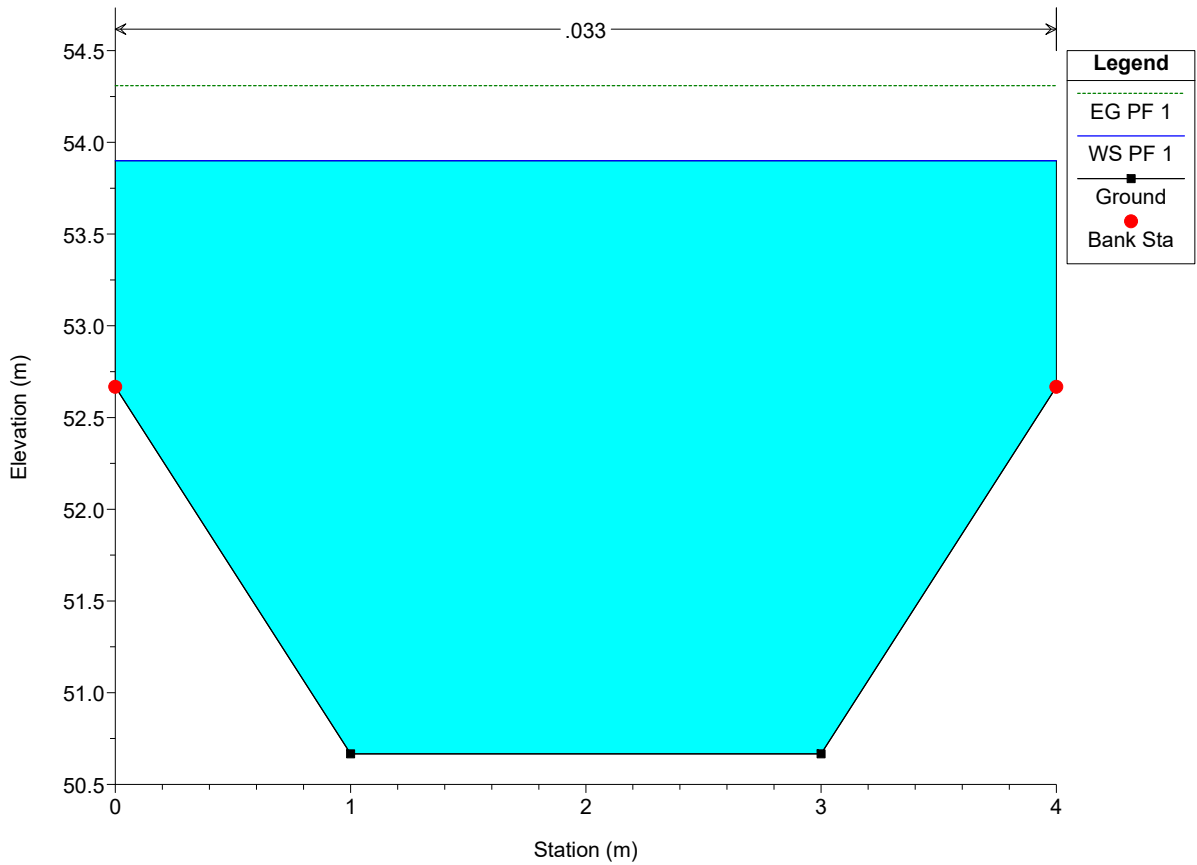
ASTA A Plan: Plan 03
River = ASTA A Reach = A RS = 6.6*



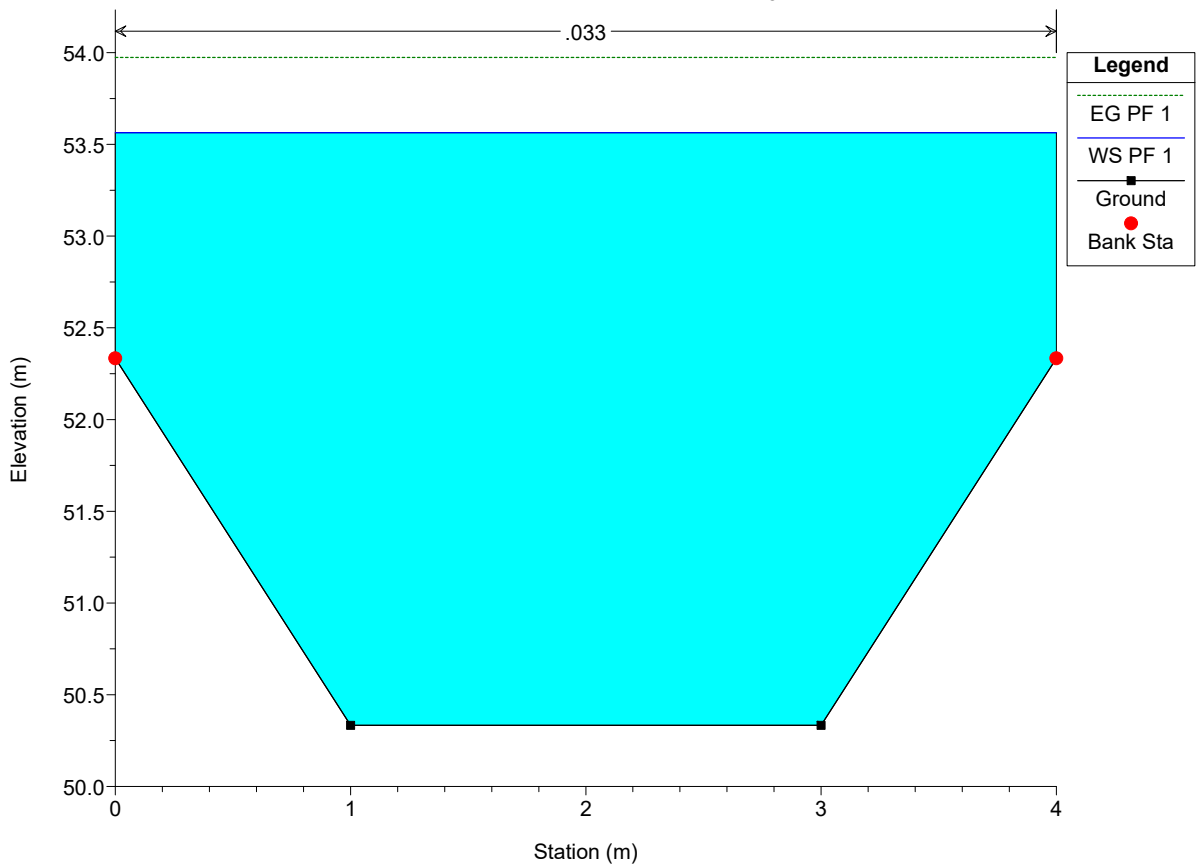




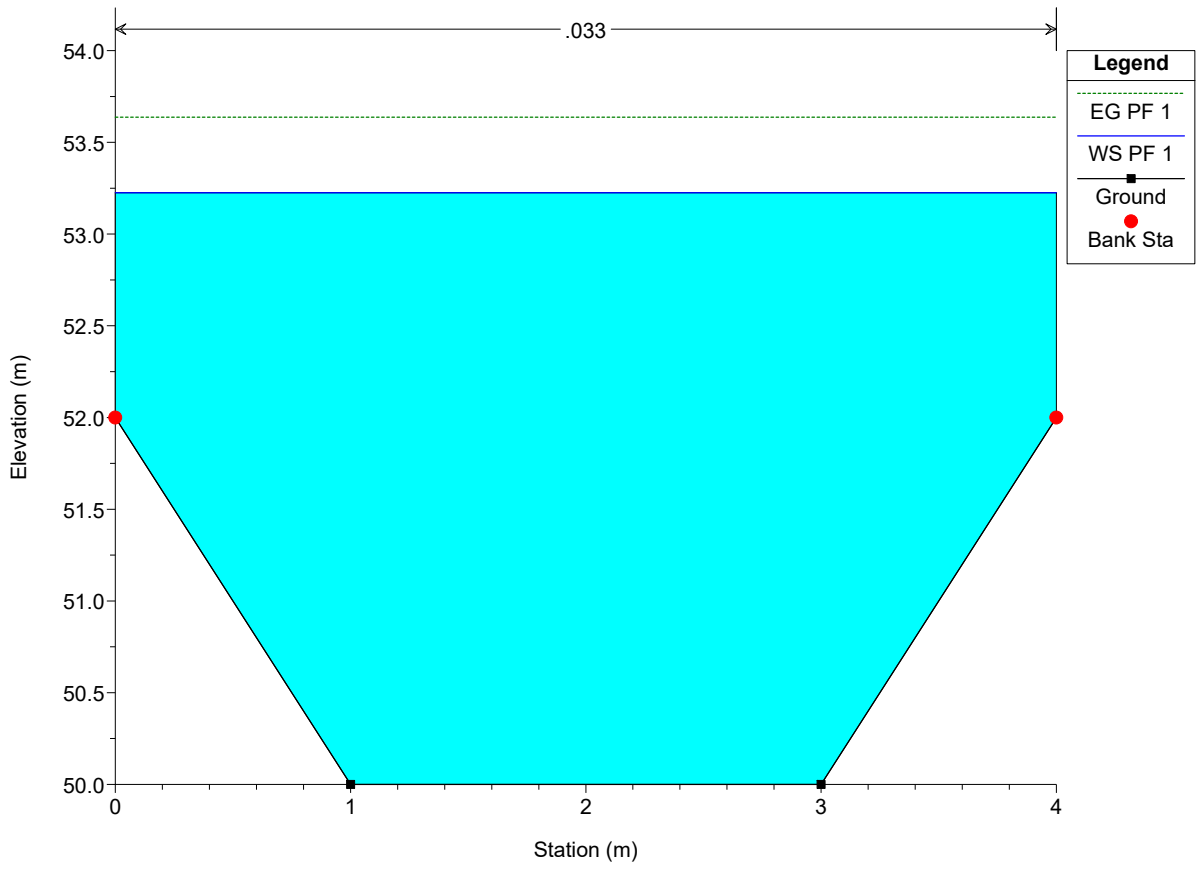
ASTA A Plan: Plan 03
River = ASTA A Reach = A RS = 6



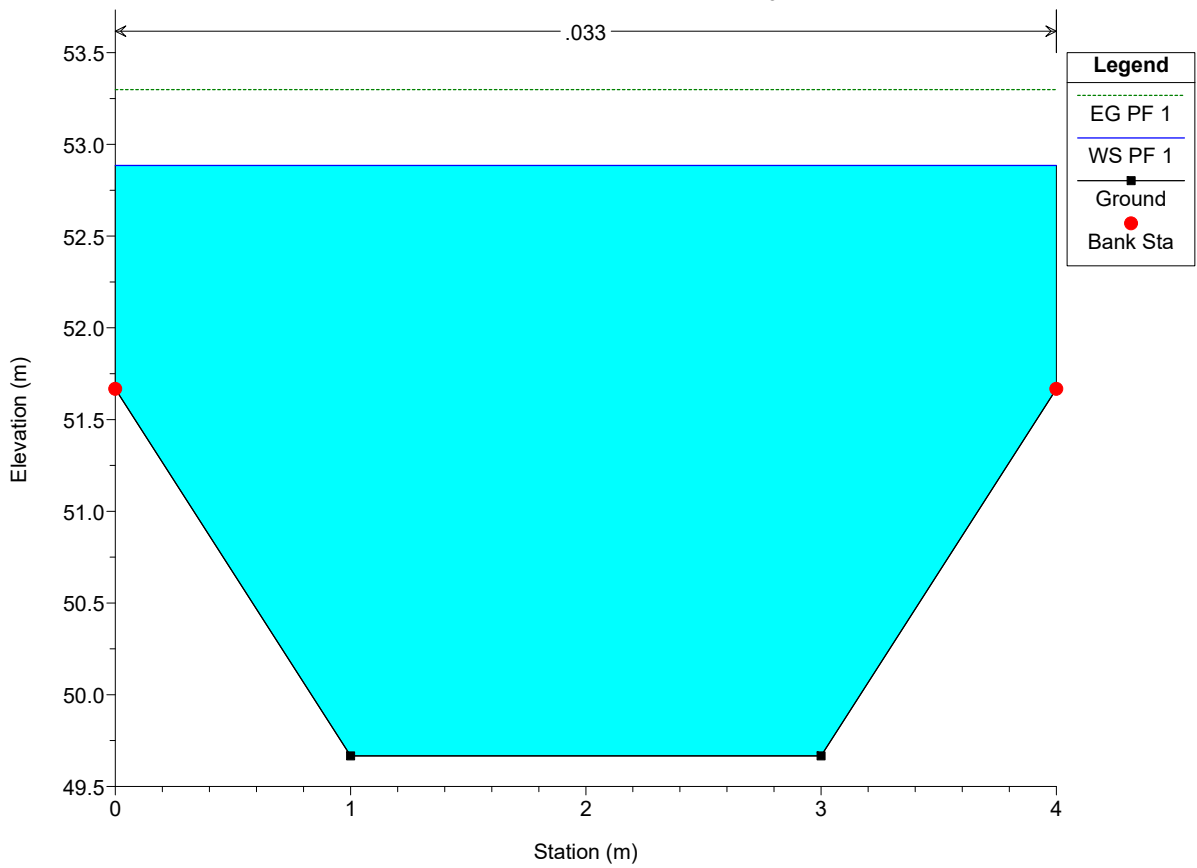
ASTA A Plan: Plan 03
River = ASTA A Reach = A RS = 5

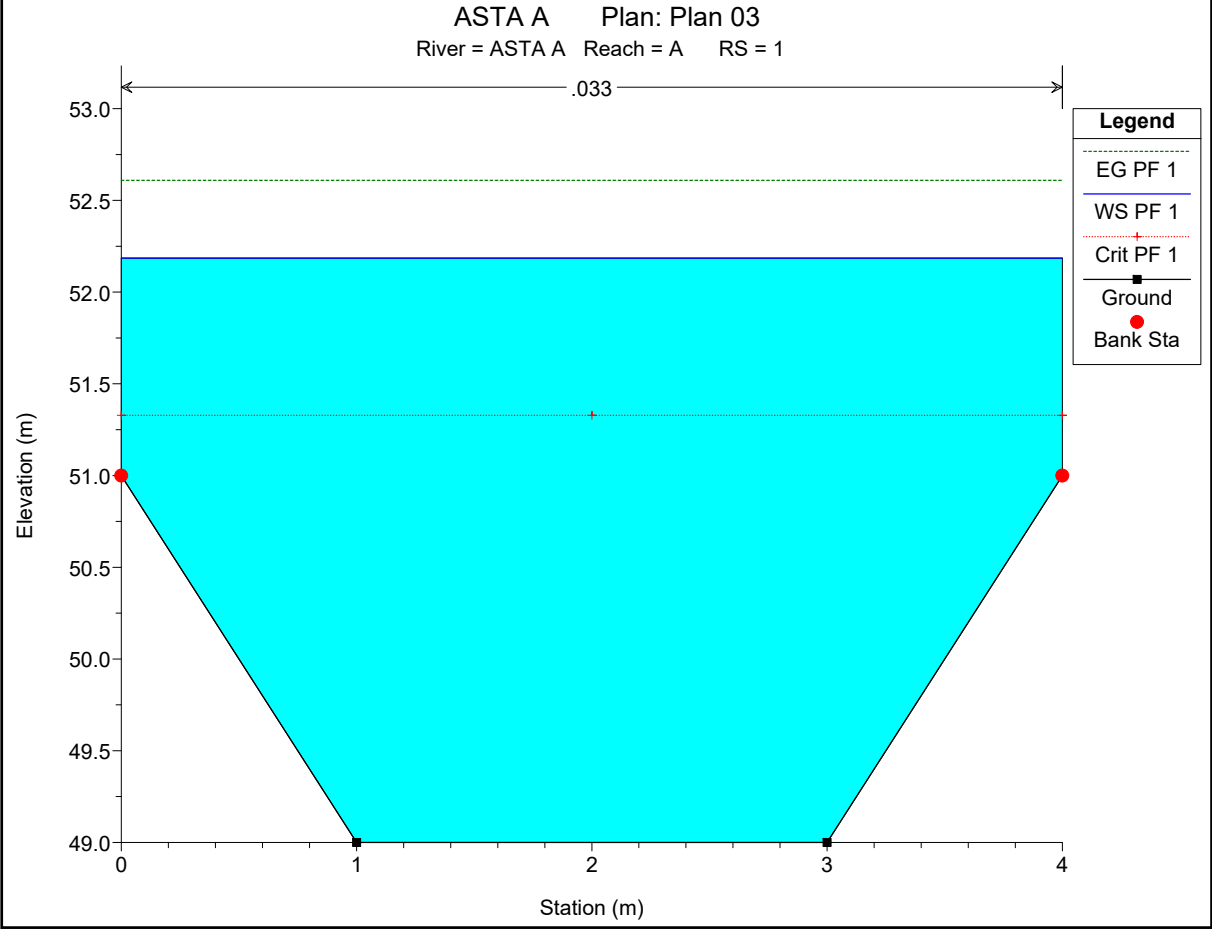
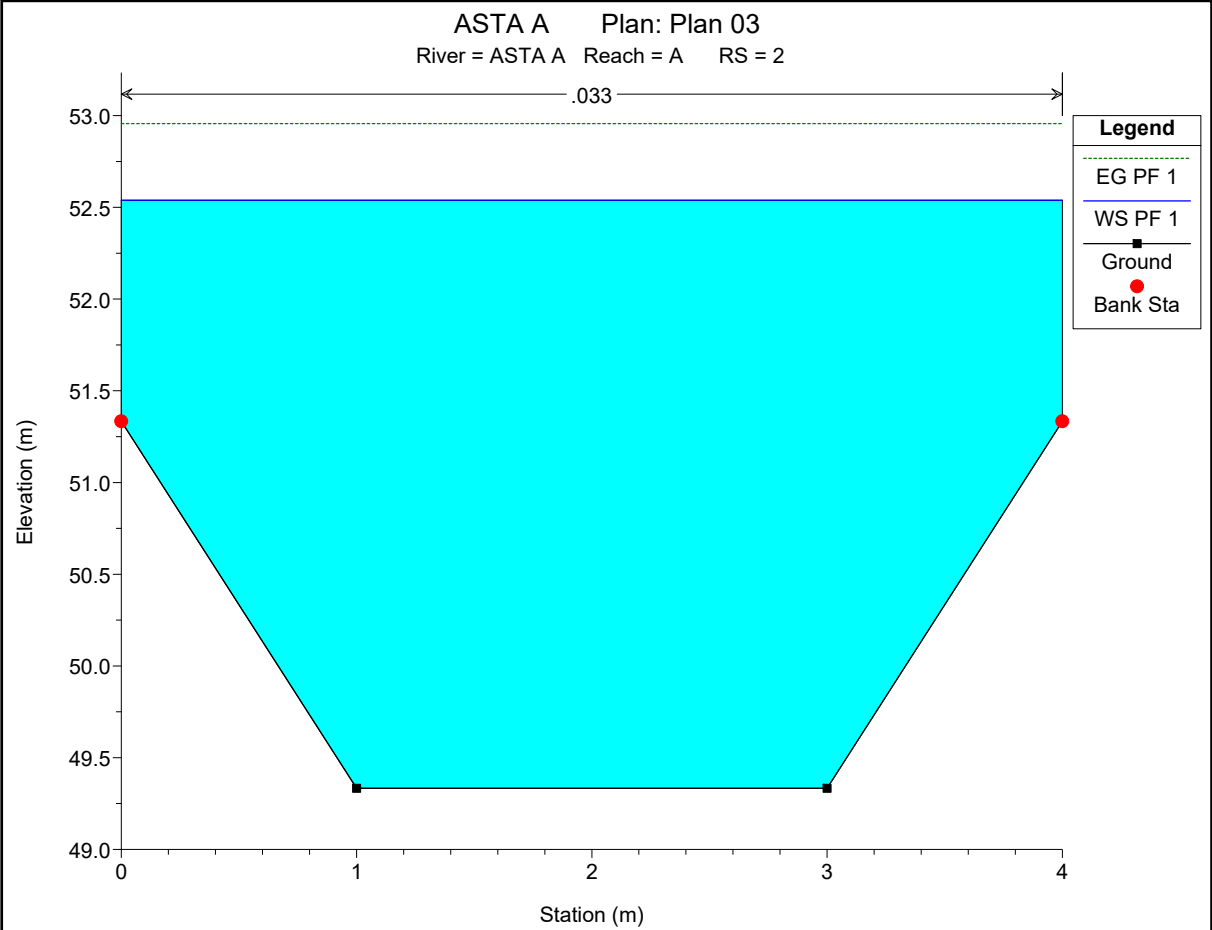


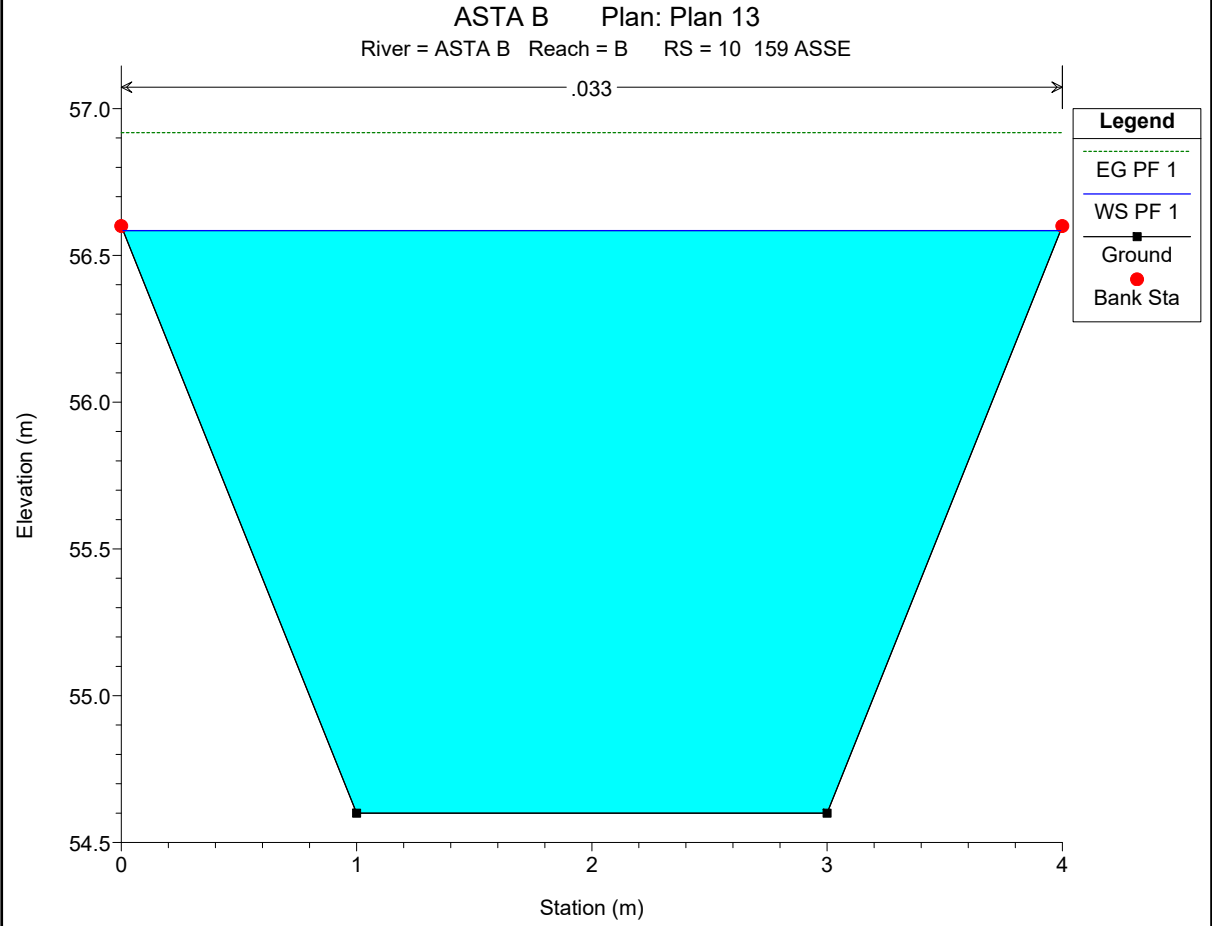
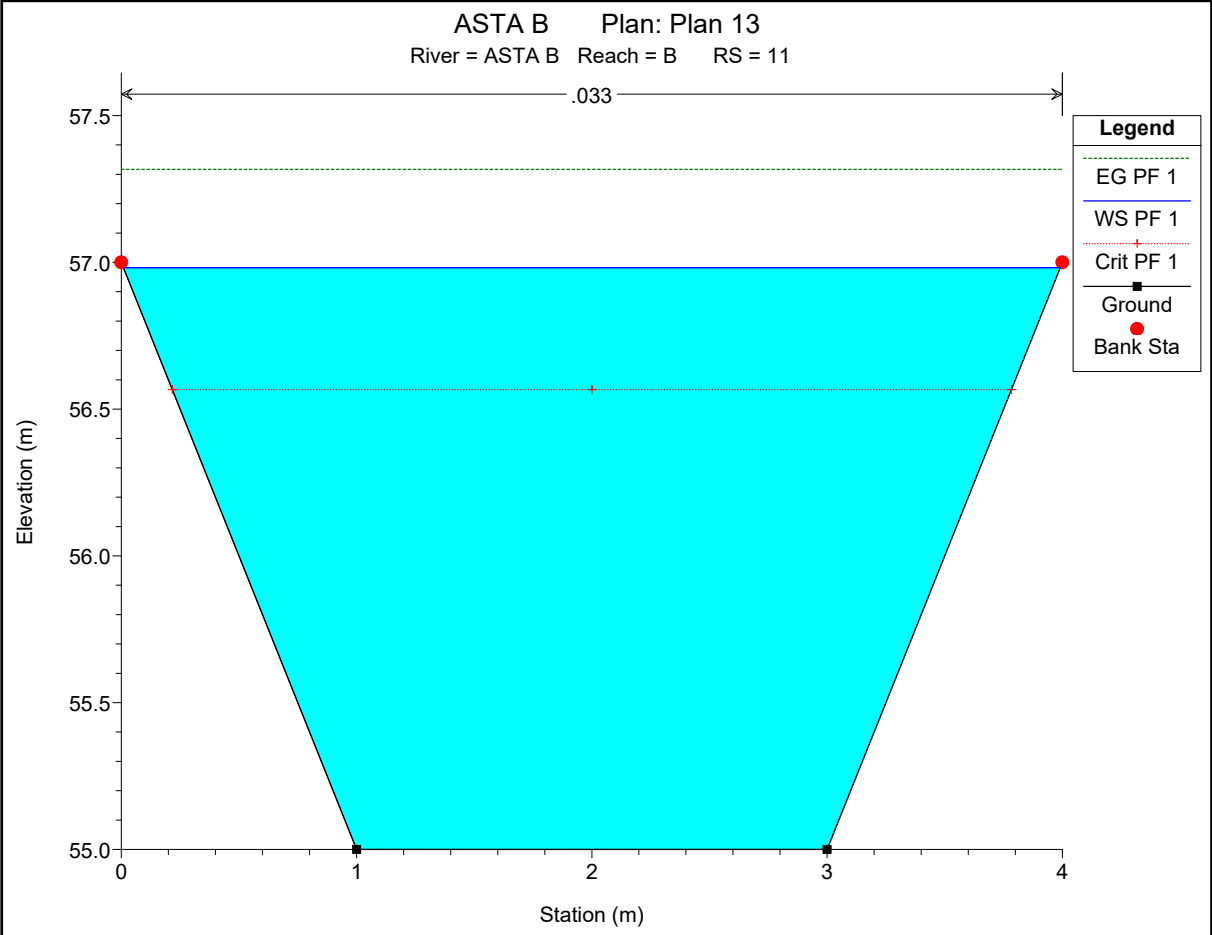
ASTA A Plan: Plan 03
River = ASTA A Reach = A RS = 4

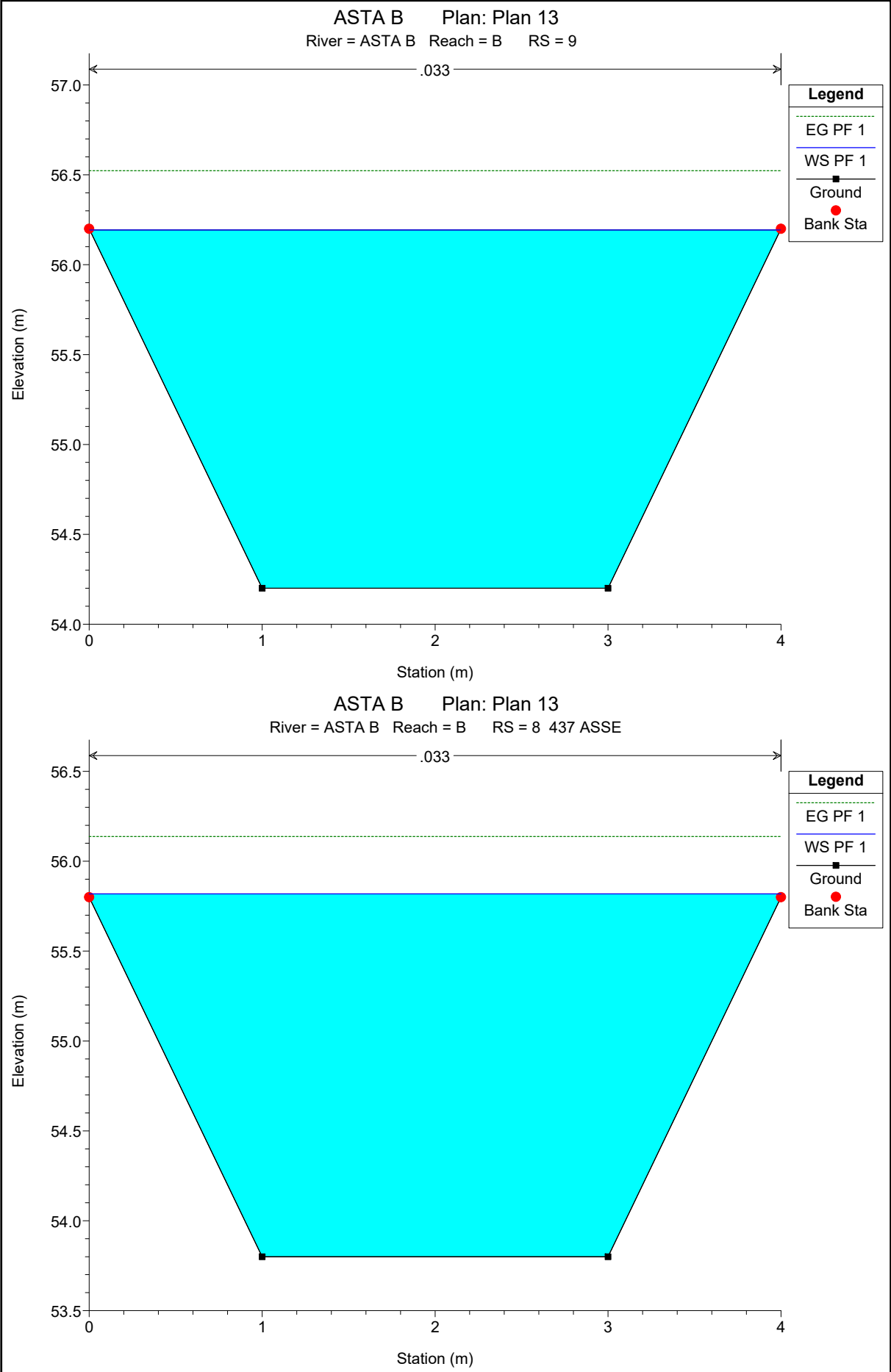


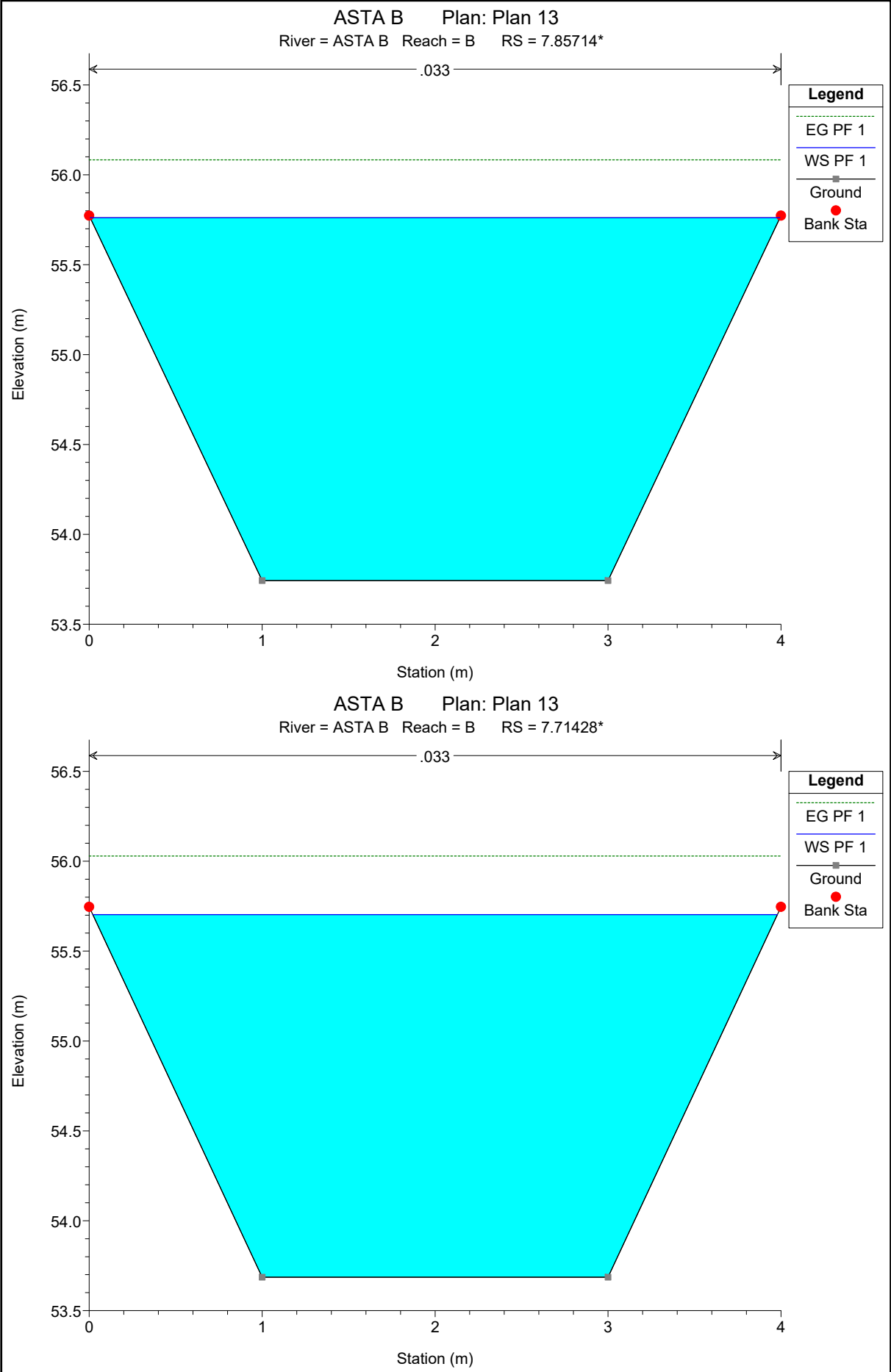
ASTA A Plan: Plan 03
River = ASTA A Reach = A RS = 3

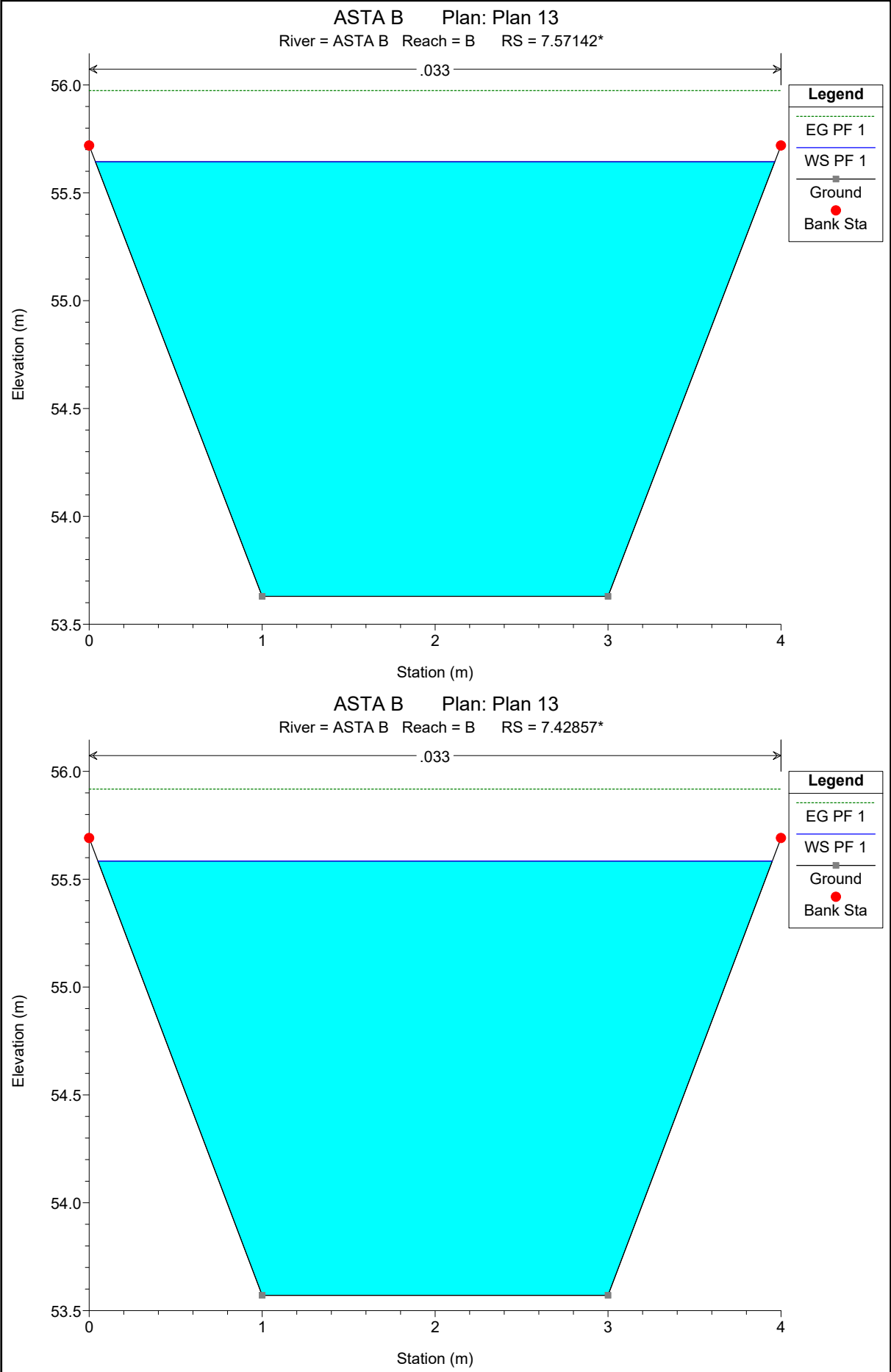


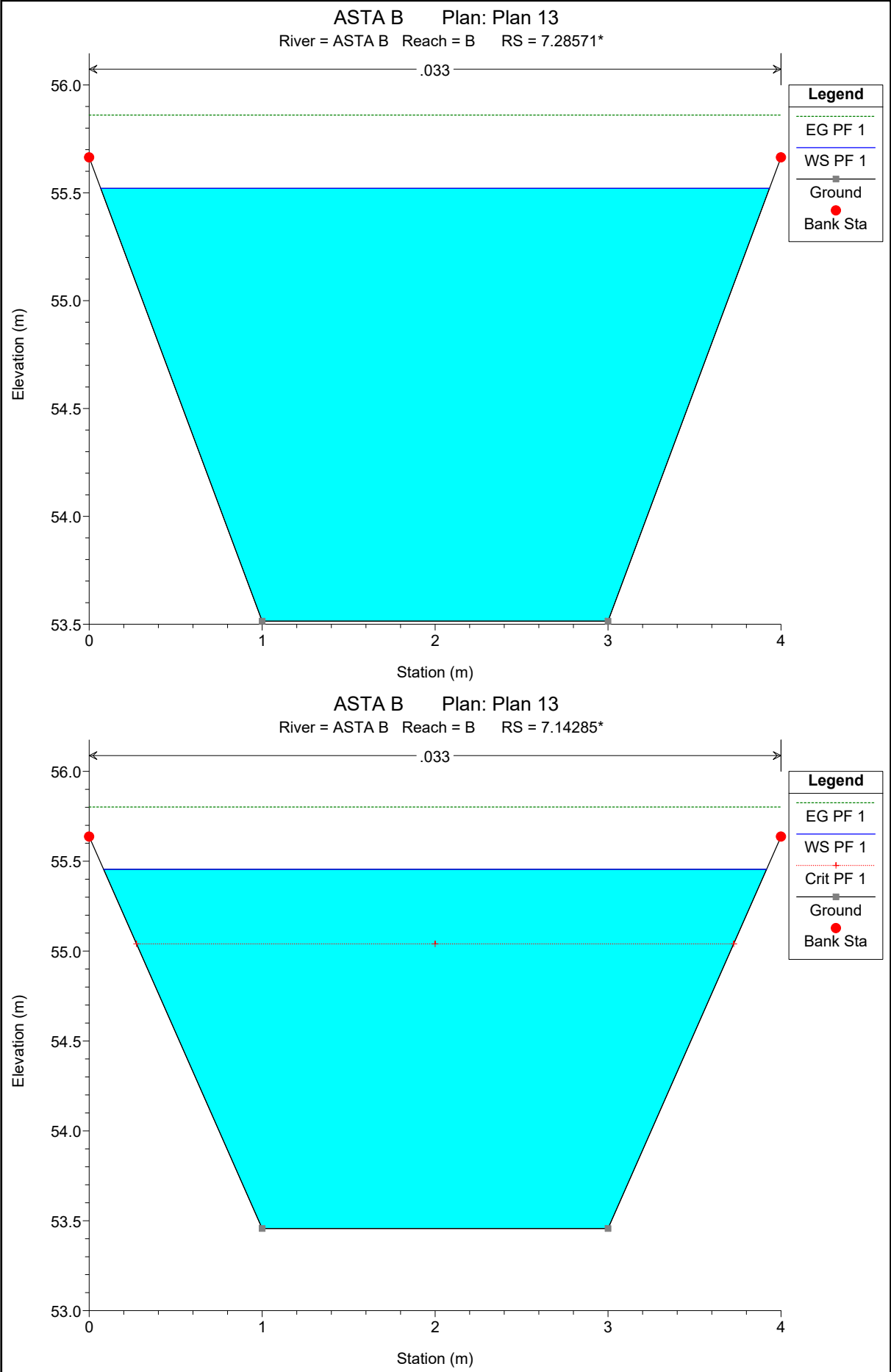


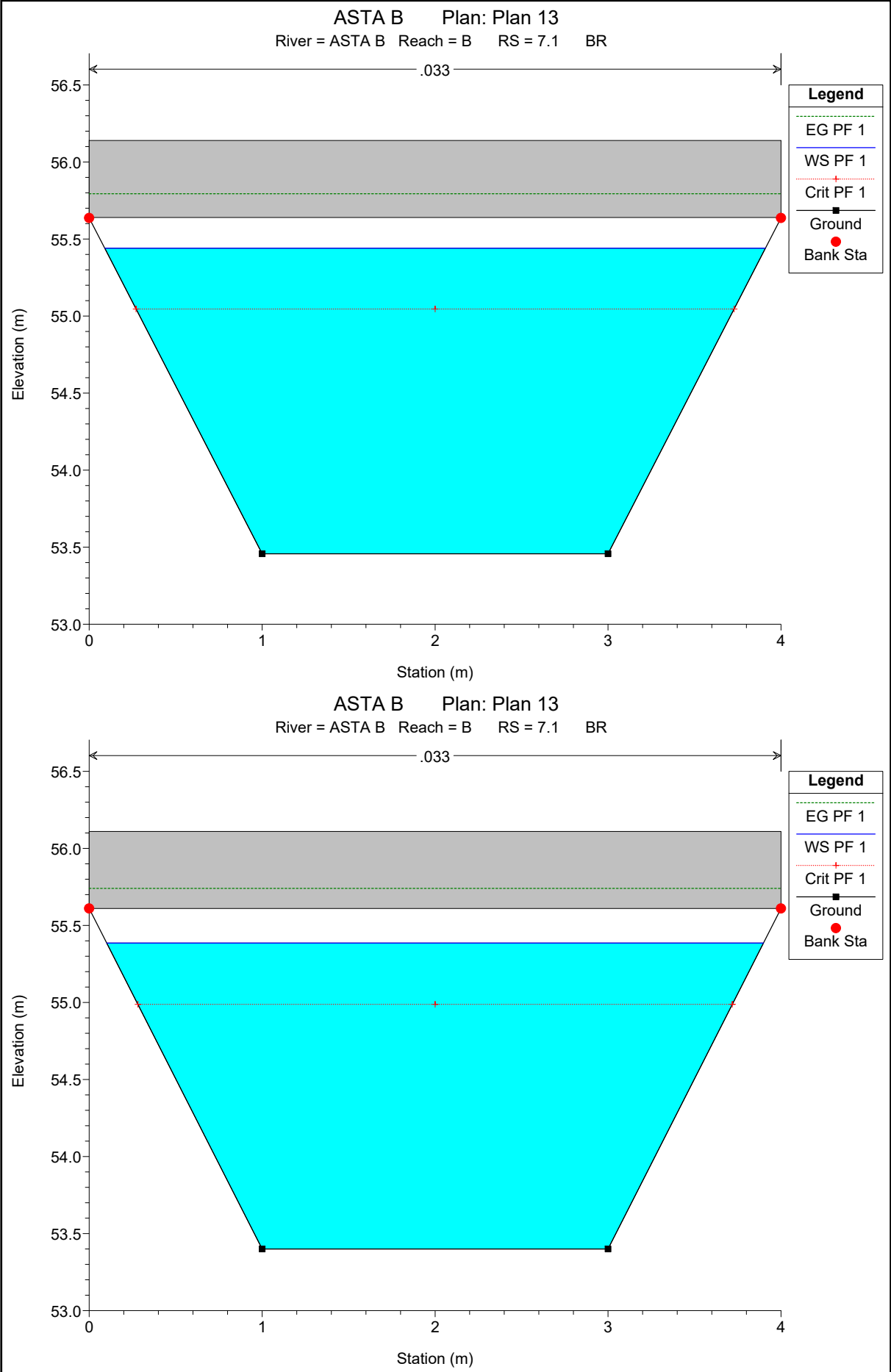


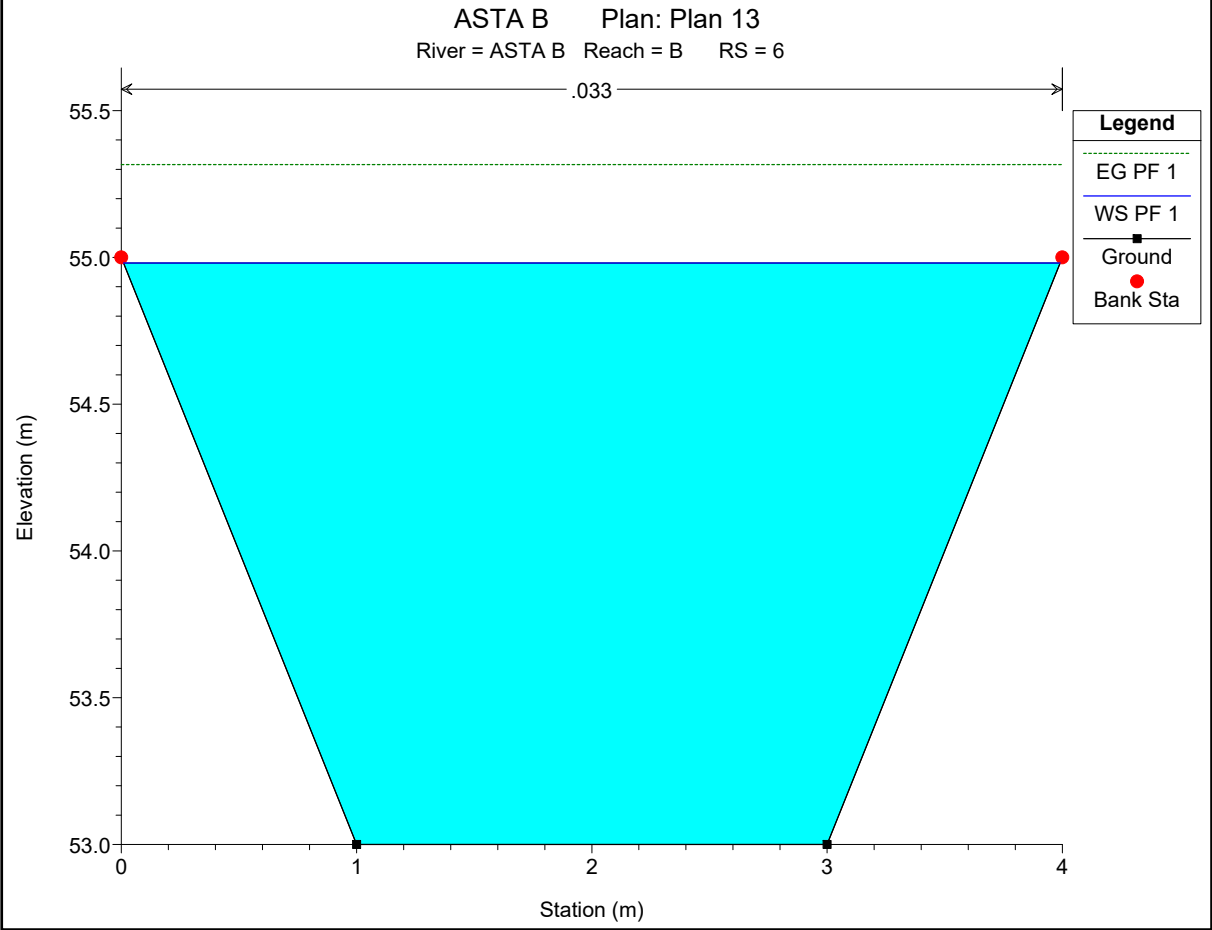
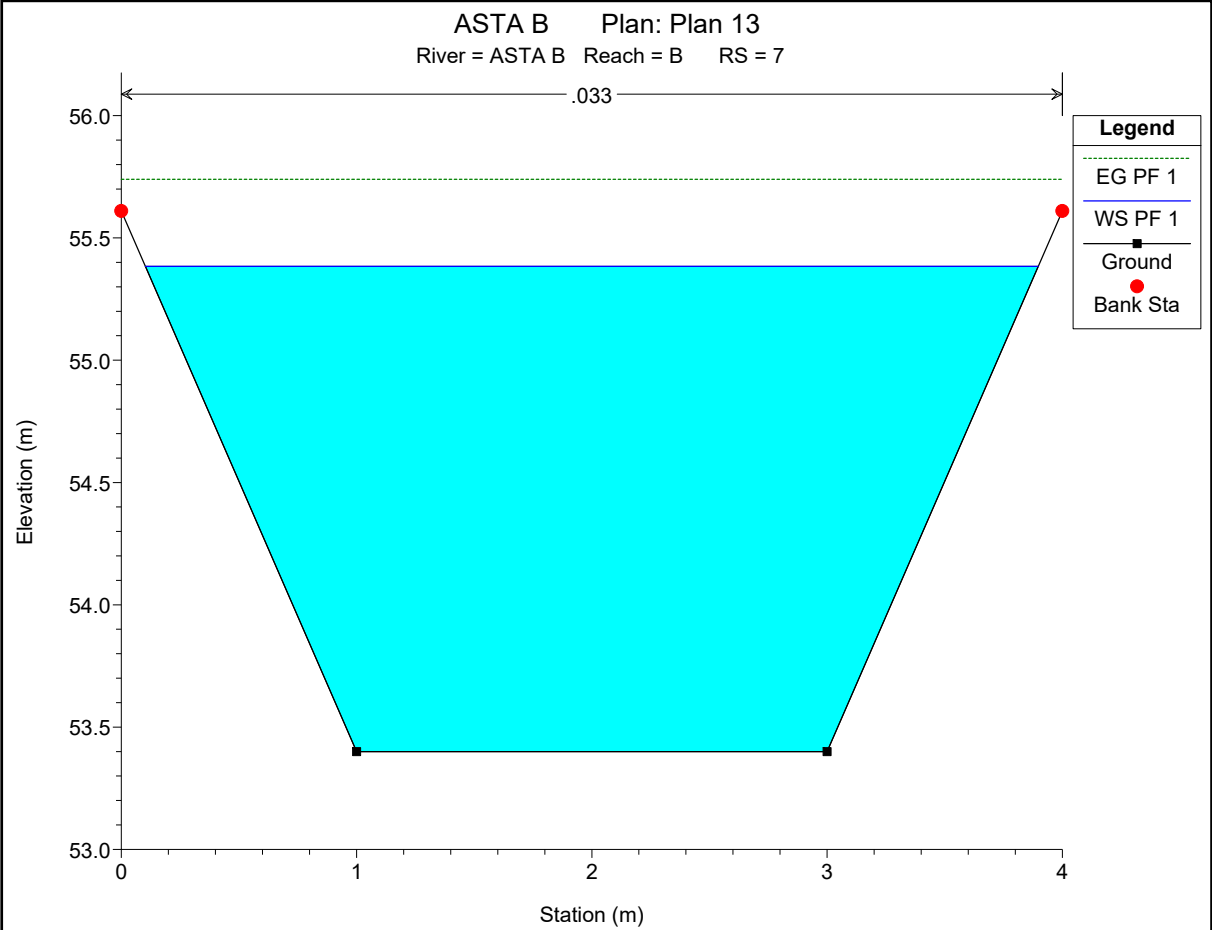


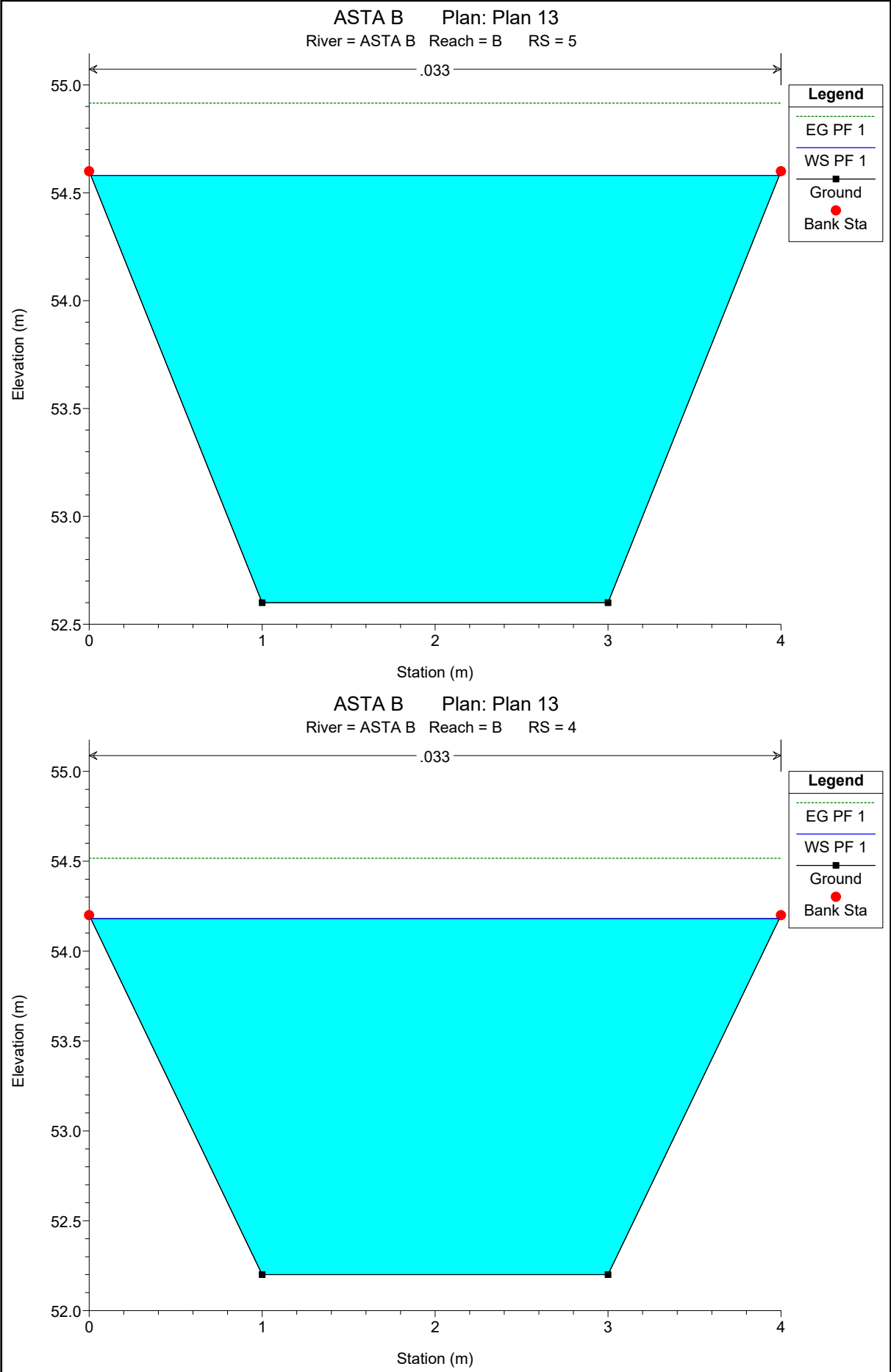


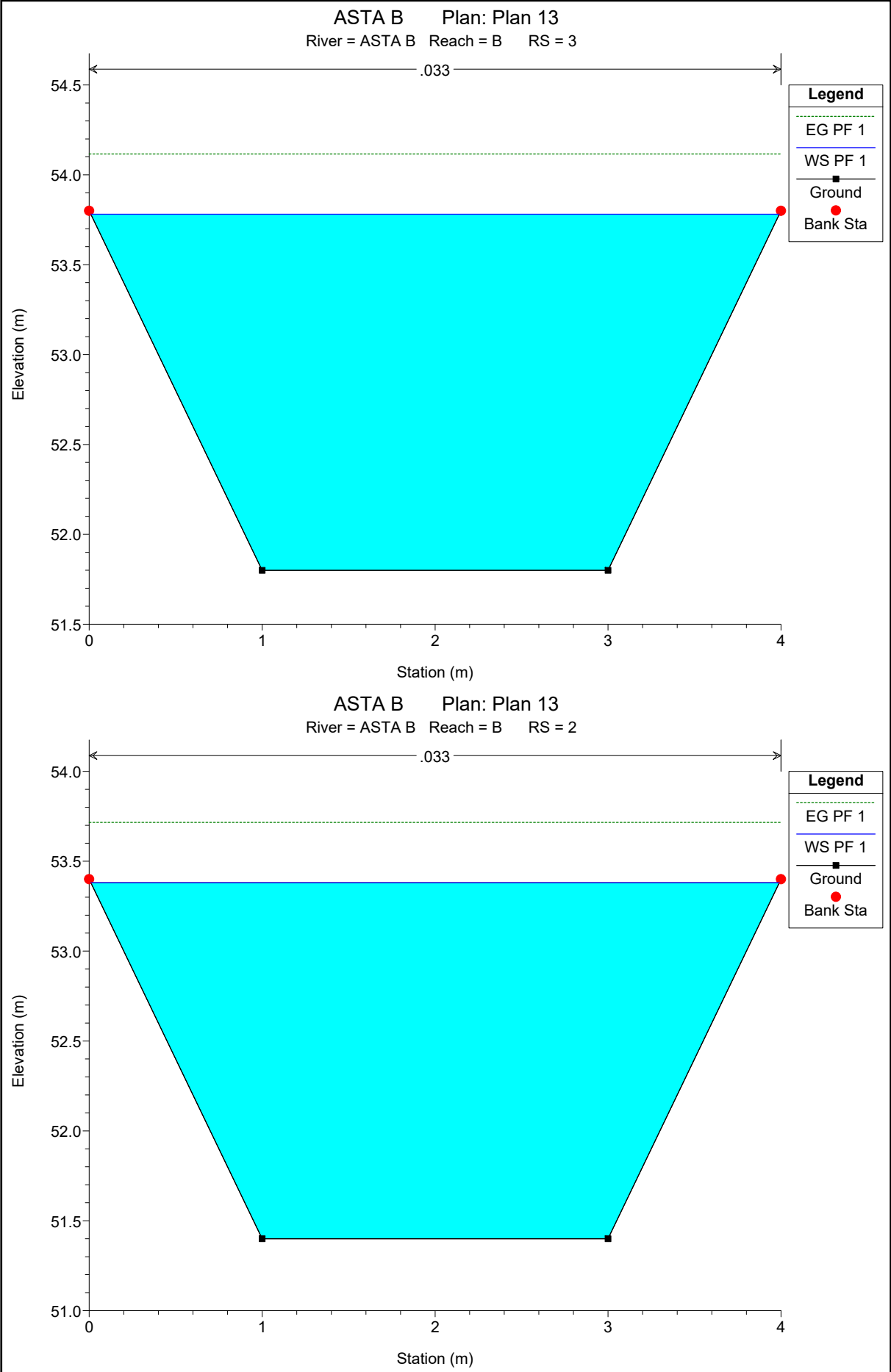












ASTA B Plan: Plan 13
River = ASTA B Reach = B RS = 1

