

**Dott. Aldo PEROTTO
GEOLOGO**

Via della Michela 39
10040 - ALMESE (TO)



COMUNE DI CASELETTE

PROVINCIA DI TORINO

**PIANO REGOLATORE GENERALE COMUNALE
VARIANTE GENERALE**

PROGETTO DEFINITIVO

VERIFICA DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

01 - RELAZIONE IDROLOGICO - IDRAULICA

APRILE 2018



Comune di Caselette

Provincia di Torino



ADEGUAMENTO DEL P.R.G.C. AI SENSI DELL'ART. 18 DEL PAI E DELLE CIRCOLARI P.G.R. 7/LAP/96 E 14/LAP/98



VERIFICA DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

01 - RELAZIONE IDROLOGICO - IDRAULICA

PROGETTISTA



R&C Engineering S.r.l

C.so Principe Oddone 5/A - 10144 TORINO
Via Garibaldi 16 - 13900 BIELLA
Via Paleocapa 21/9 - 17100 SAVONA
Tel. 011.4377242 - Fax 011.5692444
www.recing.it - mail@recing.it

SISTEMA QUALITA'
AZIENDALE

certificato in accordo al numero
ISO 9001:2008 e sottoposto a
monitoraggio e certificazione



TIMBRI - FIRME



dott. ing. Cristiano CAVALLO
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino
Posizione n.8177F
Cod. Fisc. Cod. Fisc. CVL CST 70C02 E506S

dott. ing. Roberto SESENNA
Ordine degli Ingegneri Provincia di Torino
Posizione n.8530J
Cod. Fisc. SSN RRT 75B12 C665C

REDATTO:	Dott. ing. Luca AGAGLIATE
CONTROLLATO:	Dott. ing. Roberto SESENNA
APPROVATO:	Dott. ing. Cristiano CAVALLO

CODICE GENERALE ELABORATO

CODICE COMMESSA	TIPOLOGIA LAVORO	SETTORE	N° ATTIVITA'	TIPOLOGIA ELABORATO	TIPO DOCUMENTO	IDENTIFICATIVO ELABORATO	VERSIONE
215	C	G	01	RI	E	01	2

VERSIONE N°	DATA	DESCRIZIONE REVISIONE E RIFERIMENTI DOCUMENTI SOSTITUTIVI
1	Giugno 2007	Emissione
2	Marzo 2014	Revisione per richieste Regione Piemonte



INDICE

1. PREMESSA	3
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE DELL'AREA	5
2.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	5
2.2 ASSETTO OROGRAFICO, FORESTALE E AMBIENTALE	7
2.3 INQUADRAMENTO CLIMATICO	8
2.4 AREE TERRITORIALI DEL PRGC OGGETTO DI APPROFONDIMENTO IDRAULICO	9
3. ANALISI DELLA RETE IDROGRAFICA E DEI BACINI IMBRIFERI	11
3.1 DESCRIZIONE DELLA RETE IDROGRAFICA	11
3.1.1 Fiume Dora Riparia	11
3.1.2 Rio Castelletto	11
3.1.3 Torrente Vangeirone	11
3.1.4 Rio corto	12
3.1.5 Altri rii naturali	12
3.1.6 Canali artificiali	12
3.1.7 Torrente Piana	12
3.1.8 Rio Laiassa	13
3.1.9 Laghi di Caselette	13
3.2 BACINI IDROGRAFICI DI RIFERIMENTO	13
3.2.1 Sintesi delle principali caratteristiche fisiche dei bacini	14
4. ANALISI IDROLOGICA: BACINO DEL FOSSO COLATORE DEL PILONE	15
4.1 PLUVIOMETRIA DELL'AREA	15
4.1.1 Stazione pluviometriche	15
4.1.2 Elaborazioni statistiche	16
4.1.3 Curve di massima possibilità pluviometrica	20
4.1.4 Coefficienti di Talbot per $t < 1$ ora	23
4.1.5 Ietogramma di progetto	24
4.2 IL MODELLO DI TRASFORMAZIONE AFFLUSSI – DEFLUSSI	24
4.2.1 Parametri dei bacini idrografici	25
4.2.2 Descrizione del modello di calcolo numerico	31
4.2.3 Valori di portata ottenuti con il metodo numerico	32
4.3 METODO RAZIONALE	35
4.4 STIMA DEL TRASPORTO SOLIDO	37
4.4.1 Calcolo delle pendenze di equilibrio	38
4.5 SCELTA DELLA PORTATA DI VERIFICA	41
5. ANALISI IDROLOGICA: BACINO 13 (LOCALITÀ GRANGIOTTO)	43
6. ANALISI IDRAULICA DEL CANALE DEL FOSSO COLATORE	44
6.1 FINALITÀ DELL'ANALISI	44
6.2 METODOLOGIA DI ANALISI	44
6.2.1 Descrizione del modello di calcolo utilizzato	44
6.2.2 Rilievi topografici del corso d'acqua	47
6.2.3 Resistenza al moto e condizioni al contorno	47
6.3 SIMULAZIONI E RISULTATI DELLE ANALISI IDRAULICHE	48
6.3.1 Applicazione del modello numerico	48
6.3.2 Sintesi dei risultati ottenuti	49
7. COMPATIBILITÀ IDRAULICA DELLE PREVISIONI DEL P.R.G.C.	52
7.1 NORME SPECIFICHE DEL PRGC PER LE AREE ESONDABILI	52



7.1.1	Definizione delle classi di pericolosità Ee, Eb ed Em.....	52
7.1.2	Definizione delle classi di idoneità ai sensi circ. 7/LAP 1996.....	53
7.1.3	Passaggio dalle classi di pericolosità alle classi di idoneità.....	54
7.1.4	Classificazione delle aree all'interno della fasce fluviali.....	55
7.2	COMPATIBILITÀ IDRAULICA DELL'AREA A1 - FOSSO COLATORE DEL PILONE.....	55
7.2.1	Valutazione della pericolosità idraulica.....	55
7.2.2	Interventi per rendere compatibile l'area A1 con le previsioni del PRGC.....	56
7.3	COMPATIBILITÀ IDRAULICA DELL'AREA A2 IN LOCALITÀ GRANGIOTTO.....	60
7.3.1	Criticità connesse al torrente Vangeirone e al rio del bacino n. 13.....	60
7.3.2	Interventi già previsti dalla Provincia di Torino sulla ex SS 24.....	62
7.3.3	Interventi necessari per la riduzione del rischio idraulico nell'area compresa tra la località Grangiotto e la S.S. 24 (AREA A2).....	64
7.4	CONSIDERAZIONI SUL RISCHIO IDRAULICO IN LOCALITÀ CAMERLETTO E SAN ROCCO.....	66
7.5	ANALISI DELLE FASCE FLUVIALI DETTATE DAL PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO.....	68

ALLEGATI

- ALLEGATO 1 – Carta dell'uso del suolo dei bacini idrografici
- ALLEGATO 2 - Serie storica delle massime precipitazioni per i pluviometri di Mocchie, Venaria la Mandria e Collegno
- ALLEGATO 3 – Curve di possibilità pluviometrica secondo la legge Log – normale a due parametri
- ALLEGATO 4 – Curve di possibilità pluviometrica secondo la legge Gumbel
- ALLEGATO 5 – Coefficienti di Talbot per $T_c < 1$ ora
- ALLEGATO 6 – Ietogrammi rettangolari e Chicago dei bacini ($T_r = 100, 200$ e 500 anni)
- ALLEGATO 7 – Idrogrammi di piena dei bacini ($T_r = 100, 200$ e 500 anni)
- ALLEGATO 8 – Risultati delle simulazioni idrauliche del Fosso Colatore per $T_r = 100$ anni
- ALLEGATO 9 – Risultati delle simulazioni idrauliche del Fosso Colatore per $T_r = 200$ anni
- ALLEGATO 10 – Risultati delle simulazioni idrauliche del Fosso Colatore per $T_r = 500$ anni
- ALLEGATO 11 – Allegato fotografico



1. PREMESSA

La presente relazione sviluppa e analizza gli aspetti di natura idrologica e idraulica di alcune aree del comune di Caselette, al fine consentire la valutazione di compatibilità idraulico – idrogeologica delle previsioni urbanistiche del P.R.G.C. vigente, per le diverse aree che per tipologia d'uso e prescrizioni operative devono essere soggette alla verifica di compatibilità idraulica, ai sensi dell'art. 18 comma 2 delle norme di attuazione del PAI.

Lo studio idraulico consente di definire il quadro territoriale sotto il profilo della sua pericolosità idraulica (ai sensi delle Circ. 7/LAP 5/96 e 14/LAP/PET 10/98), indicando le misure da adottare al fine di rendere compatibili le previsioni degli strumenti urbanistici vigenti con lo stato dei dissesti presenti o potenziali (ai sensi dell'art. 18 comma 3 delle Norme di Attuazione del PAI).

L'analisi ha interessato il reticolo idrografico presente nel territorio comunale, rilevando e caratterizzando i fenomeni di dissesto idraulico, sulla base di accertamenti tecnici condotti in sede locale, con riferimento unicamente ad aree mirate o soggette a previsioni di espansione urbanistica. In particolare sono stati analizzati il grado di pericolosità idraulica e la conseguente verifica di compatibilità di due aree specifiche:

- A1: situata a nord del concentrico abitativo di Caselette e delimitata a ovest da Via della Torre, a nord e est dalla Strada Vicinale delle Selve;
- A2: delimitata a sud dalla SS 24 per il Monginevro, ad ovest dal torrente Vangeirone, a nord dal versante del Monte Musinè fino alla località Grangiotto.

Nell'ambito dell'analisi, vengono fornite alcune considerazioni anche sulla situazione di pericolosità idraulica di alcune aree limitrofe al fosso Colatore del Pilone e ai nuclei abitati posti al piede del monte Musinè, interessati dalle acque di ruscellamento dei versanti.

Le analisi idrologiche e idrauliche, inoltre, sono state condotte valutando l'efficacia degli interventi di regimazione idraulica già realizzati nel territorio comunale, nella seconda metà degli anni '90, che hanno interessato il reticolo idrografico minore, e in particolare il Colatore del Pilone e il Torrente Piana.

Per quanto riguarda invece il dissesto idraulico connesso alla Dora Riparia, si evidenzia la presenza delle fasce fluviali A, B e C, che interessano la porzione meridionale del territorio, senza coinvolgere aree urbanizzate o in previsione di espansione urbanistica. Per tali aree, non è stato quindi predisposto uno studio specifico, poiché lo strumento urbanistico recepisce la delimitazione delle fasce fluviali e dei vincoli e prescrizioni connessi, indicati dall'Autorità di Bacino nel Piano di Assetto Idrogeologico.



Sulla base dei risultati ottenuti sono state elaborate le considerazioni sulla compatibilità idraulica del P.R.G.C, propedeutiche per la realizzazione della *“Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica”* e per la stesura dei risultati definitivi della valutazione di compatibilità idraulica e idrogeologica elaborati dallo studio di geologia del dott. geol. Perotto. Ai sensi dell'art. 18 comma 3 delle Norme di Attuazione del PAI vengono inoltre fornite *indicazioni sulle misure da adottare al fine di rendere compatibili le previsioni degli strumenti urbanistici vigenti con lo stato dei dissesti presenti o potenziali*, con una stima delle priorità.

Si precisa infine che il presente aggiornamento della Relazione idrologico – idraulica rispetto alla versione del 2007, riguarda unicamente la revisione della classificazione dei corsi d'acqua su richiesta della Regione Piemonte, in particolare in merito alla classificazione delle “acque pubbliche” e non comprende nessuna verifica e/o aggiornamento delle verifiche idrologiche e idrauliche allo stato attuale del territorio e dei corsi d'acqua rispetto alla situazione alla base di tutti gli studi condotti (anno 2007).

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE DELL'AREA

2.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'abitato di Caselette sorge all'imbocco della valle di Susa, sulla sinistra della Dora Riparia ad una distanza di 18 Km da Torino e 38 Km da Susa, ai piedi del monte Musinè su un rialzo morenico (v. Figura 1). Il territorio è denso di rocce, serpentine, gneiss, micastici e calcari e le cosiddette "pietre verdi". Entrambi i fianchi della valle sono caratterizzati dalle formazioni collinari definite geologicamente morene, alture pedemontane di origine glaciale; il territorio comunale di Caselette ne è costellato e una in particolare emerge a nord est del castello Cays, che domina tutta la valle.

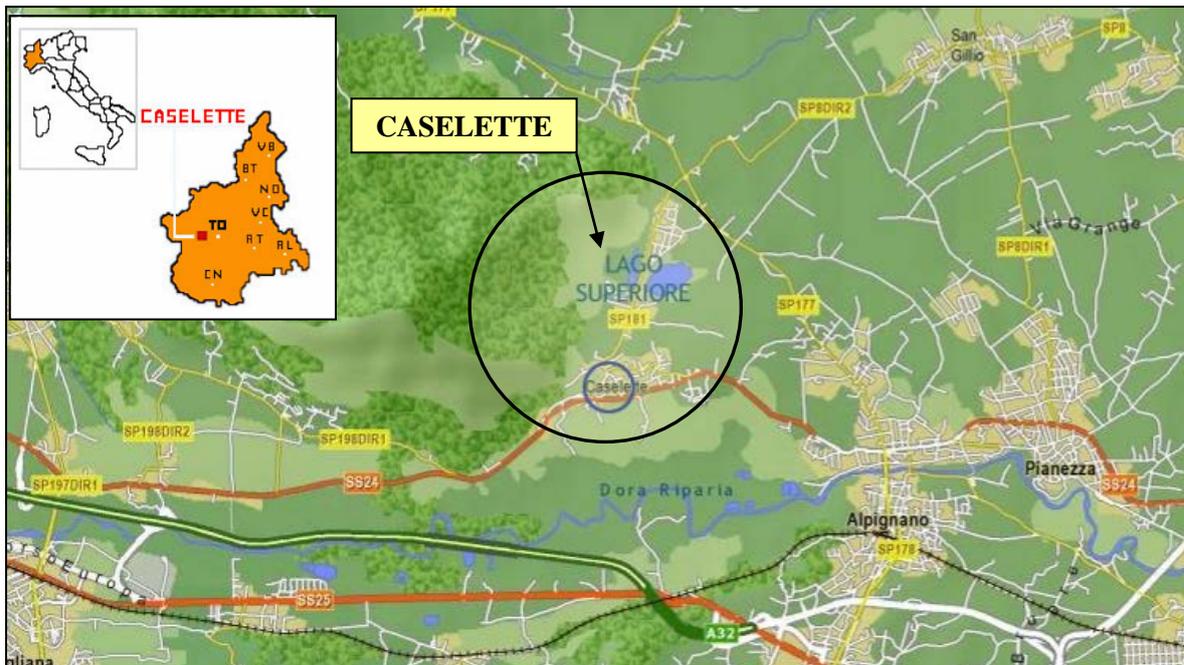


Figura 1 – Inquadramento geografico del comune di Caselette.

Confinano con il comune di Caselette:

- a Nord il comune di Valdellatorre;
- a Sud i comuni di Rivoli, Rosta e Buttigliera Alta;
- ad Ovest i comuni di Avigliana e Almese;
- ad Est i comuni di Alpignano e San Gillio.

La superficie del territorio comunale di Caselette misura circa 15 Km², l'altitudine minima è di 319 m s.l.m. mentre la massima è di 1105 m s.l.m. con un escursione altimetrica di 831 m. Il comune conta un numero di abitanti pari 2640 (densità = 189 ab./km²) che risulta pressoché stazionario dall'anno 2000 (Figura 2).

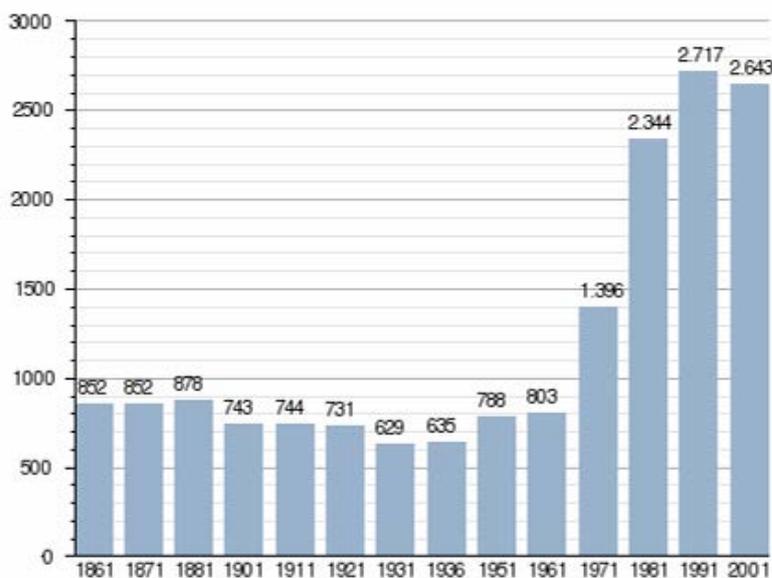


Figura 2 – Evoluzione demografica dell'abitato di Caselette (fonte ISTAT).

Il comune di Caselette fa parte inoltre della *Comunità Montana Bassa Val di Susa e Val Cenischia* insieme ad altri 23 comuni (Figura 3).



Figura 3 – Comunità montana bassa Val di Susa e Val Cenischia.

2.2 ASSETTO OROGRAFICO, FORESTALE E AMBIENTALE

L'area della Bassa Val Susa e Cenischia, nel Piemonte occidentale, confina a nord con la Valle di Lanzo e Val della Torre, ad est sfocia nella pianura torinese (a circa 300 m. s.l.m.), dove si trovano le colline moreniche dell'anfiteatro di Rivoli-Avigliana; a sud confina con le valli Sangone e Chisone. La Val di Susa, percorsa dalla Dora Riparia, si protende per circa 30 km in direzione est verso la pianura Padana, racchiusa dalle imponenti vette del Rocciamelone (3.538 m. s.l.m.), sulla sinistra orografica all'inizio della bassa valle, e del Rocciavré (2.778 m. s.l.m.) sulla destra orografica.

Il territorio comunale di Caselette risulta delimitato verso nord dalla dorsale montuosa che collega il monte Musinè con il monte Calvo (spartiacque con il bacino idrografico del T. Casternone) e verso sud dal corso della Dora Riparia. Verso ovest, nella zona montuosa, segue l'asse di un evidente impluvio discendente dai pressi della sommità dal monte Musinè mentre, nella zona di fondovalle, analogamente a quanto avviene verso est, non segue alcun elemento morfologico di tipo naturale.

La porzione preponderante del territorio comunale è costituita da rilievi montuosi o collinari che raggiungono al massimo la quota di 1.151 m s.l.m. del monte Musinè. I versanti sono ricoperti da vegetazione boschiva sia di tipo spontanea (a roverella, nocciolo e betulla nei settori altimetricamente superiori, a quercia, frassino e castagno in quelli inferiori) sia di tipo antropica legata ad una fase di intensa "forestazione" dei versanti avvenuta prevalentemente nel decennio 1930–40 con l'introduzione massiccia di conifere (versante merid. del M. Musinè).

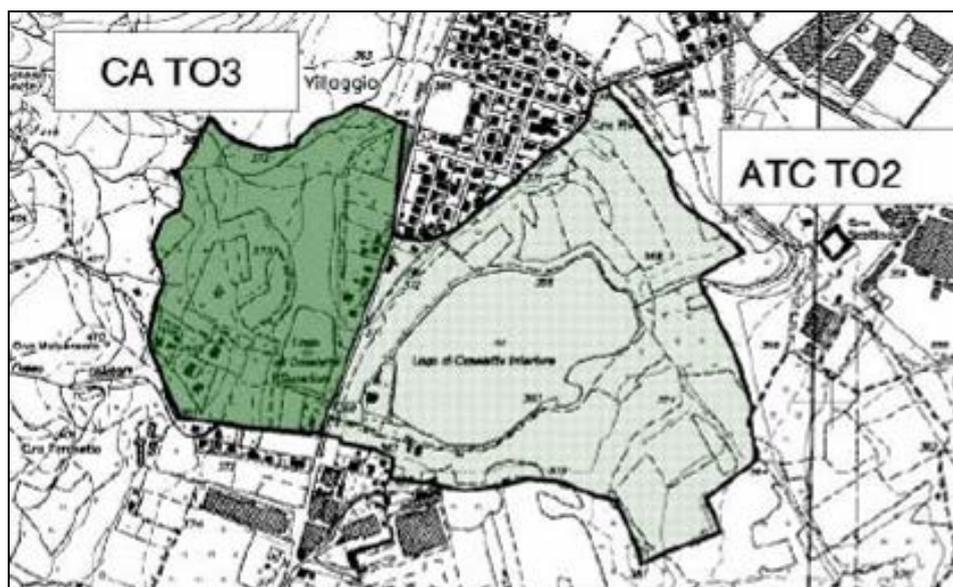


Figura 4 – Oasi dei laghi di Caselette (superficie 73,15 ha).



I versanti montuosi conservano generalmente la loro morfologia originaria solo parzialmente modificata da terrazzamenti artificiali per lo sfruttamento agricolo di tipo tradizionale, nei settori meno acclivi alla base dei versanti stessi.

Sull'area collinare insiste la maggior parte delle zone edificate (concentrico e borgate) che si collocano prevalentemente sui settori esposti a sud. L'area pianeggiante di fondovalle, percorsa dalla Dora Riparia, presenta un carattere prevalentemente agricolo.

Nella zona di pianura sono inoltre presenti due laghi denominati rispettivamente Lago Superiore di Caselette e Lago inferiore di Caselette, che sono inseriti in un'oasi di protezione speciale (Figura 4).

2.3 INQUADRAMENTO CLIMATICO

Per quanto concerne l'andamento termometrico della bassa Valle di Susa, il mese più freddo è gennaio, mentre il più caldo è agosto. Da notare la particolare condizione meteorologica della stazione di Pietrastretta: posta alla confluenza della Valle Cenischia con l'Alta Val di Susa, in inverno ed in primavera si trova spesso in condizioni di vento di caduta ("foehn") con vento teso, improvvisi rialzi termici accompagnati da bassi valori di umidità relativa.

Per quanto riguarda invece il regime pluviometrico, le precipitazioni medie annue dell'area, calcolate sulle serie pluviometriche 1951 - 1986, sul bacino della Dora Riparia, comprendente anche l'alta Val di Susa, sono di 869 mm con una media di 94 giorni piovosi ed una pioggia media giornaliera di 9,2 mm (Bovo e Biancotti, 2001).

Bagnouls e Gaussen (1957) hanno elaborato una classificazione climatica basata sull'andamento annuale delle temperature e delle precipitazioni. Come si vedrà in seguito l'analisi dell'andamento pluviometrico e termometrico della Bassa Val Susa e Cenischia è caratterizzata da un regime climatico axerixo freddo per la parte montuosa, mentre al di sotto dei 900 m da un regime climatico xeroterico submediterraneo con 1-2 mesi aridi.

La parte più prossima alla pianura padana presenta un clima mesaxerico temperato, in cui non si hanno mesi aridi e le temperature medie mensili del mese più freddo sono comprese tra zero e dieci gradi.

2.4 AREE TERRITORIALI DEL PRGC OGGETTO DI APPROFONDIMENTO IDRAULICO

Nel presente studio sono analizzate dal punto di vista della pericolosità idraulica e della conseguente compatibilità delle previsioni del P.R.G.C., principalmente due aree, che nel seguito saranno denominate sinteticamente area “A1” e area “A2”.

L'area “A1” (Figura 5) è situata a nord del centro di Caselette: precisamente è delimitata a ovest da Via della Torre, a nord e est dalla Strada Vicinale delle Selve mentre a sud dall'abitato di Caselette. È una zona depressa morfologicamente, il cui unico sfogo idrografico è posto a sud – est, in corrispondenza di un'area industriale posta in prossimità di grande masso erratico presente alle porte della città di Caselette.



Figura 5 – Area oggetto d'indagine idraulica denominata “A1”.

L'area “A2” (Figura 6) è invece ubicata all'imbocco della Val di Susa ed è delimitata a sud dalla SS 24 per il Monginevro, ad ovest dal torrente Vangeirone, a nord dal versante del Monte Musinè fino alla località Grangiotto e infine ad est da una strada secondaria (strada sterrata) che collega la località Grangiotto alla SS 24.

Anche in questo caso l'area risulta leggermente depressa morfologicamente e durante eventi meteorici particolarmente intensi è a rischio di allagamenti sia da parte delle acque provenienti dal torrente Vangeirone che da parte delle acque provenienti dal versante del Monte Musinè, che non riescono ad essere smaltite dalla Bealera di Caselette (bealera ad uso irriguo

e di drenaggio proveniente dal territorio di Almese, che scorre lungo il versante sopraccitato e raccoglie tutte le acque del versante).

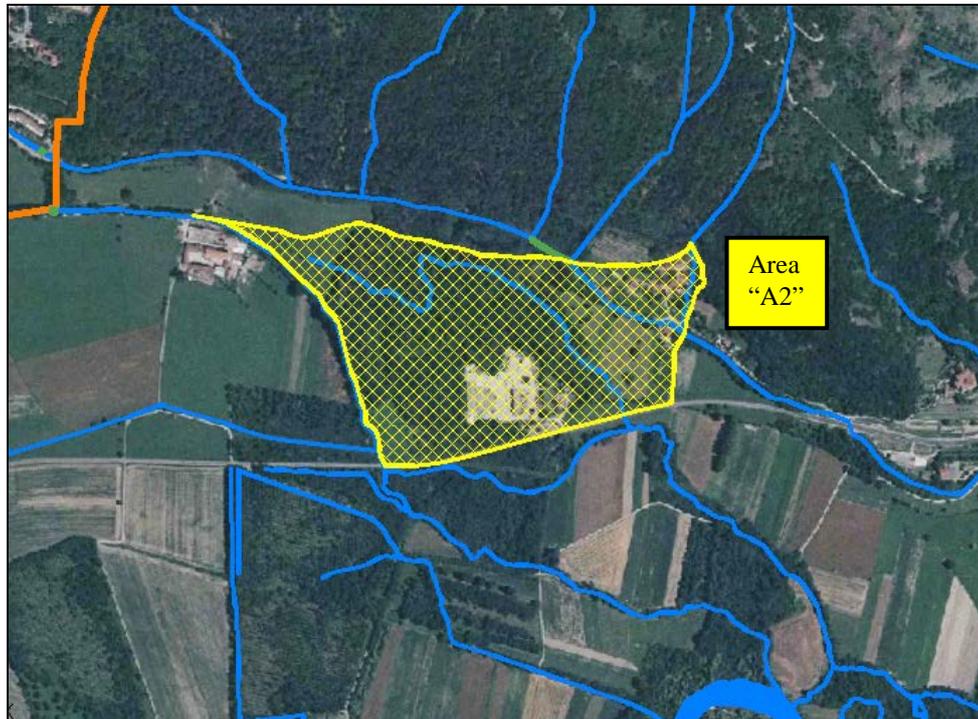


Figura 6 - Area oggetto d'indagine idraulica denominata "A2"



3. ANALISI DELLA RETE IDROGRAFICA E DEI BACINI IMBRIFERI

3.1 DESCRIZIONE DELLA RETE IDROGRAFICA

In questa sezione sono illustrate le caratteristiche fisiografiche del reticolato idrografico principale e secondario e dei vari canali artificiali che solcano il territorio comunale.

3.1.1 Fiume Dora Riparia

La Dora nasce sulle Alpi Cozie francesi, presso il colle del Monginevro con il nome di Piccola Dora, mutandolo dopo alcuni chilometri in Dora Riparia appena dopo le confluenze dei torrenti Ripa (proveniente dalla valle Argentera) e Thuras di Bousson, che avvengono nei pressi di Cesana. Più a valle presso Oulx il fiume si ingrossa grazie al suo maggiore affluente dell'alto corso, la Dora di Bardonecchia, scorrendo in un ampio greto ciottoloso. Giunto poco prima di Susa riceve poi le acque del Rio Galambra e quelle del torrente Cenischia. Attraversata Susa riceve poi solo affluenti di scarsa importanza tra i quali, da sinistra, il Gravio di Condove, il Sessi di Caprie e il Messa di Almese, e da destra il Rio Caglione di Meana e il Gravio di Villarfocchiardo; a questo punto attraversa il territorio comunale di Caselette descrivendo diverse anse derivanti dalla ridotta pendenza del terreno in questo tratto.

3.1.2 Rio Castelletto

Il corso d'acqua a monte del concentrico dell'omonima borgata si estende sul versante meridionale del M. Musinè intagliando, nella parte bassa, i depositi glaciali. E' alimentato da una serie di sorgenti posizionate a monte della borgata a cui si sommano le acque meteoriche. Nel tratto in cui attraversa il nucleo abitato risulta incubato, mentre non sono presenti opere di arginatura o protezione.

3.1.3 Torrente Vangeirone

Si tratta di un corso d'acqua parzialmente artificiale, che si sviluppa all'interno di un paleoalveo della Dora Riparia e che ha la funzione di drenaggio e smaltimento delle acque superficiali e meteoriche alla base del versante meridionale del M. Musinè. L'attuale conformazione idraulica a seguito di recenti modifiche permette, secondo i calcoli progettuali, di smaltire tali acque in modo adeguato senza determinare esondazioni nella zona più critica che si colloca in località Case Nuove.

Sono però emerse problematiche più a valle e precisamente in corrispondenza dell'attraversamento sotto la ex SS 24, dove sono in corso progetti per l'adeguamento dell'attraversamento e del tratto del corso d'acqua.



3.1.4 Rio corto

Il corso del rio si estende sul versante meridionale del M. Musinè intagliando, nella parte bassa, i depositi glaciali. E' alimentato da una serie di sorgenti posizionate a monte della borgata, a cui si sommano le acque meteoriche.

3.1.5 Altri rii naturali

Sul territorio comunale di Caselette sono presenti inoltre diversi rii o canali artificiali per i quali non sono disponibili denominazioni specifiche: sono stati tracciati sulla tavola del reticolo idrografico, omettendo il toponimo e identificandoli per quanto possibile con un numero il bacino idrografico al quale si riferiscono.

3.1.6 Canali artificiali

I canali artificiali che solcano il territorio comunale e il fondovalle sono essenzialmente due, la Bealera di Caselette e il Fosso Colatore del Pilone.

La Bealera di Caselette è essenzialmente un canale irriguo con derivazione di acqua dalla Dora Riparia in Comune di Villardora; essa scorre nel territorio comunale di Caselette seguendo inizialmente una direttrice ovest – est e ricevendo le acque provenienti dal versante meridionale del Monte Musinè. A questo punto, dopo aver costeggiato per circa un chilometro la SS 24 per il Monginevro svolta leggermente verso destra seguendo nuovamente una direttrice ovest – est, fino al limite del territorio comunale e irrigando in questo tratto la campagna di Caselette.

Il Fosso Colatore del Pilone è un canale che riceve le acque del versante orientale del Monte Musinè; esso nasce in prossimità del cimitero di Caselette per poi costeggiare *Via Val della Torre* fino in prossimità dei laghi Inferiore e Superiore di Caselette. A questo punto, dopo aver svoltato verso destra costeggia completamente la sponda a nord del Lago Inferiore di Caselette e, dopo aver raggiunto il confine comunale, lo segue per un tratto con direttrice sud – nord per poi attraversare definitivamente il confine comunale. Il Fosso Colatore del Pilone è stato oggetto d'intervento nella seconda metà degli anni novanta, a seguito dei quali il fosso presenta una sezione trapezoidale rivestita in cls e, in prossimità del Lago Inferiore di Caselette, un manufatto scolmatore che immette in modo controllato le acque all'interno del lago durante eventi particolarmente intensi per poi restituirle allo stesso fosso a valle del lago stesso.

3.1.7 Torrente Piana

Il torrente Piana è un piccolo torrente che scorre sul versante orientale del monte Musinè; risulta essere stato anch'esso oggetto di interventi a metà degli anni novanta, che hanno portato



all'adeguamento del tratto terminale del torrente prima dell'immissione nel Fosso Colatore del Pilone e alla realizzazione di una vasca di sedimentazione del materiale solido trasportato.

3.1.8 Rio Laiassa

Il rio Laiassa è il corso d'acqua posto più a nord del territorio comunale di Caselette; nasce dalle cave di magnesio abbandonate, per poi seguire una direttrice sud-ovest nord-est fino ad attraversare il confine comunale.

3.1.9 Laghi di Caselette

All'interno del territorio comunale di Caselette sono presenti il Lago superiore di Caselette e il Lago inferiore di Caselette, oltre diversi piccoli bacini sparsi sul territorio comunale. Come già detto in precedenza i due laghi fanno parte di un'oasi di protezione riconosciuta a livello regionale.

3.2 BACINI IDROGRAFICI DI RIFERIMENTO

Per quanto riguarda i bacini idrografici ai quali si è fatto riferimento nel presente studio si ricorda, come già anticipato nel paragrafo precedente, che il territorio di Caselette è molto vario dal punto di vista idrografico: infatti è composto da un versante estremamente acclive che termina in una superficie pianeggiante; questa situazione porta ad avere molti piccoli bacini idrografici di difficile individuazione lungo il versante, che apportano le loro acque a bealere e ai fossi colatori che scorrono nel territorio pianeggiante.

Sono stati tracciati tutti i bacini idrografici individuabili lungo il versante del monte Musinè e sono stati evidenziati e analizzati solo quelli che effettivamente apportano le loro acque ai corsi d'acqua che possono creare interferenze con le aree oggetto d'indagine (v. Figura 7). La numerazione dei bacini idrografici è analoga a quella utilizzata nel progetto di regimazione idraulica dei corsi d'acqua di Caselette realizzato nella seconda metà degli anni '90 dall'ing. Bellino, trovando una buona corrispondenza con le caratteristiche fisiografiche dei bacini individuati nel presente studio (ELABORATO grafico N° 02).

I bacini idrografici d'interesse sono 10, dei quali il n° 13 si immette nella Bealera di Caselette in località Grangiotto (area A2), mentre tutti gli altri immettono le proprie acque nel Fosso Colatore del Pilone che scorre a monte dell'area A1, sottendendo nel tratto terminale una superficie di 2,6 Km².

Per le caratteristiche del bacino del torrente Vangeirone si fa riferimento allo studio idraulico del progetto definitivo realizzato dalla Provincia di Torino, per l'adeguamento dell'attraversamento lungo la ex SS 24.

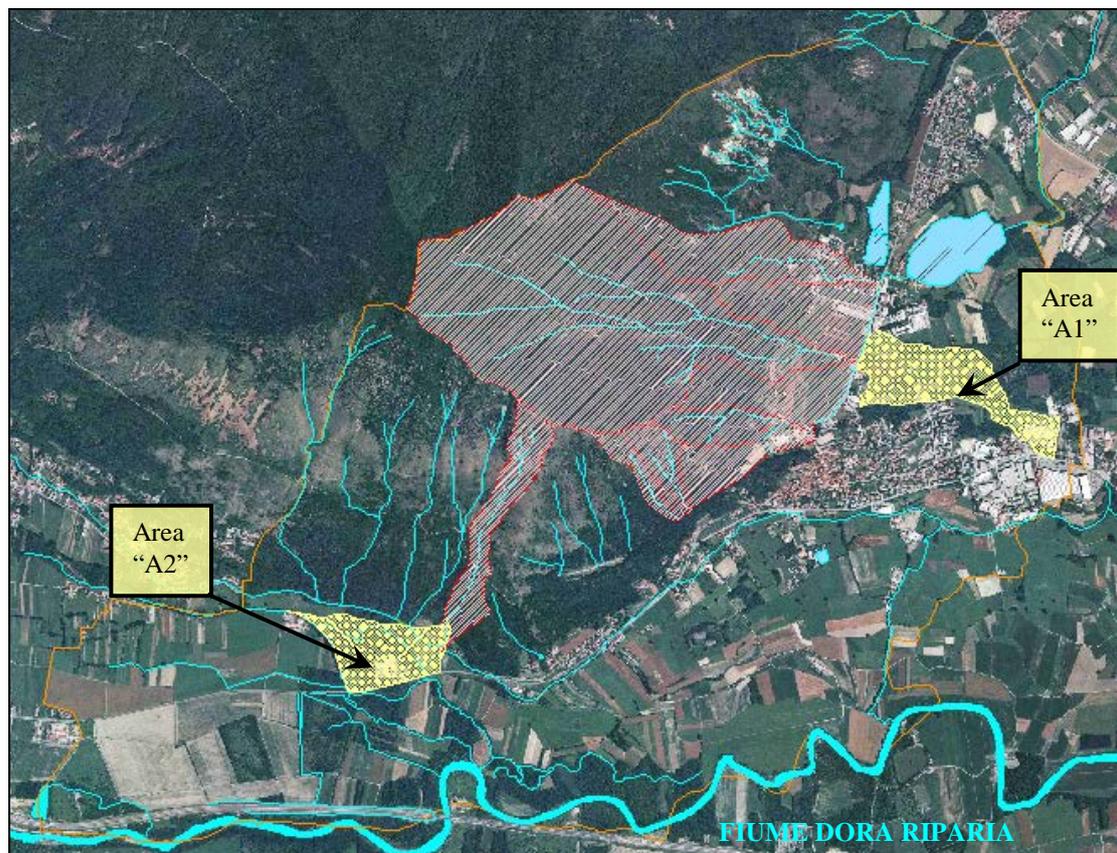


Figura 7 - Immagine aerea del comune di Caselette (arancione: limite comunale) con individuazione della rete idrografica principale e dei bacini utilizzati nel presente studio (rosso).

3.2.1 Sintesi delle principali caratteristiche fisiche dei bacini

Le principali caratteristiche fisiche determinate per i bacini idrografici in studio sono riportate in Tabella 1, dove: S è la superficie del bacino imbrifero, in km^2 ; L la lunghezza dell'asta principale (km); H_{max} la quota massima del bacino, in m s.l.m.; H_{min} la minima quota del bacino imbrifero (m s.l.m.), coincidente con la sezione di chiusura dello stesso; i_f (%) la pendenza media di fondo alveo.

Tabella 1 – Caratteristiche principali dei bacini idrografici.

Bacino	S (km^2)	L (km)	H_{max} (m slm)	H_{min} (m slm)	i_f (%)
13	0.187	1.43	864	342	26
22	0.048	0.64	731	392	37
23	0.010	0.28	525	391	33
24	0.071	0.58	680	391	35
25	0.125	0.3	539	395	36
27	0.106	0.76	645	378	25
28	0.196	0.93	575	373	15
30	1.524	2.4	1151	372	7.4
31	0.223	0.9	460	371	8
32	0.289	1.72	825	370	19



4. ANALISI IDROLOGICA: BACINO DEL FOSSO COLATORE DEL PILONE

4.1 PLUVIOMETRIA DELL'AREA

Lo scopo principale dell'analisi idrologica è quello di determinare il comportamento del colatore oggetto di studio, in particolare in riferimento ad eventi meteorici intensi.

Lo studio ha inizialmente analizzato le precipitazioni affluenti sul bacino, dedicando particolare attenzione al reperimento dei dati pluviometrici ed alla loro elaborazione statistica: in mancanza di misure dirette di portata, è necessaria un'approfondita conoscenza del regime pluviometrico (in particolare, in relazione alle precipitazioni di notevole intensità e breve durata) per poter valutare il massimo deflusso superficiale mediante metodi indiretti, che correlino le altezze di pioggia di assegnata frequenza con la portata in alveo.

Le serie storiche sono state analizzate con il fine di ricavare le curve di massima possibilità pluviometrica per tempi di ritorno di 10, 20, 50, 100, 200 e 500 anni; i risultati ottenuti sono stati confrontati con i dati proposti nella "Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica" adottata dall'Autorità di Bacino con il Piano di Assetto Idrogeologico (21/4/2001).

4.1.1 Stazione pluviometriche

L'analisi pluviometrica dei bacini idrografici è stata condotta sulla base delle serie storiche registrate dalle stazioni pluviometriche presenti nell'area in esame. In particolare, i dati utilizzati si riferiscono alle massime precipitazioni orarie. Nello studio condotto si è scelto di utilizzare i dati relativi a tre stazioni, la cui ubicazione è riportata in Figura 8.

Le stazioni pluviometriche sono state scelte in maniera tale da garantire una serie storica sufficientemente lunga e rappresentativa, oltre che coprire l'intera area in esame. Infatti, i tre pluviometri sono posizionati uno a ovest e due a est dell'area di studio. Le caratteristiche dei pluviometri sono riportate in Tabella 2.

Tabella 2 – Caratteristiche principali dei pluviometri utilizzati.

Stazione	Codice	Quota m s.l.m.	Tipo dati	Serie storica		
				numero	da	a
Mocchie	1386	791	Orari	23	1949	1973
Venaria la Mandria	1363	258	Orari	21	1954	1976
Collegno	-	293	-	28	1951	1986

I valori delle precipitazioni di breve durata sono stati dedotti dagli Annali Idrologici del S.I.M.I., dove sono riportate le massime altezze annuali di pioggia relative a durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore. I dati relativi alle stazioni pluviometriche di Mocchie, di Venaria la Mandria e di Collegno sono integralmente riportati in ALLEGATO 2.

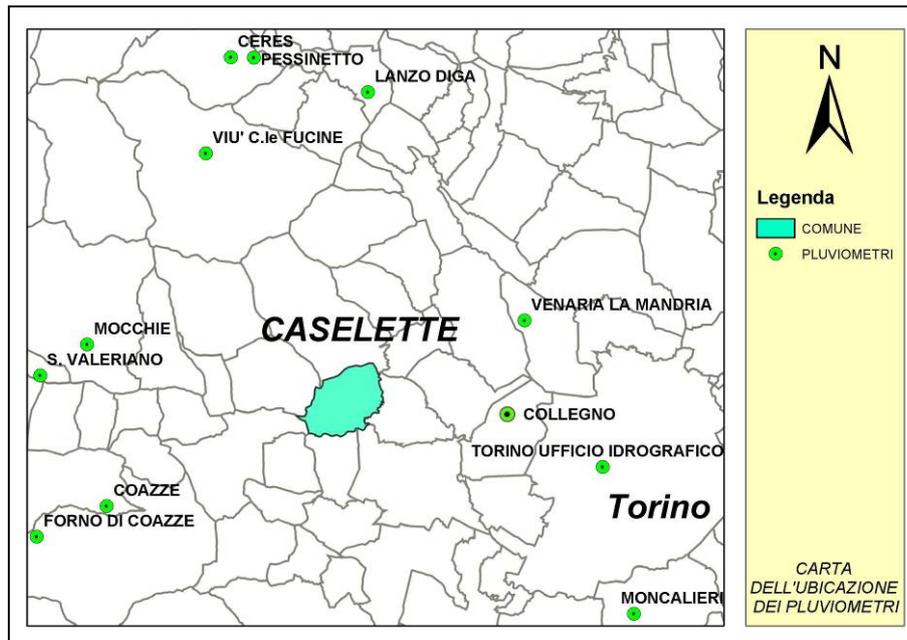


Figura 8 – Ubicazione delle stazioni pluviometriche utilizzate, rispetto ai bacini in studio.

4.1.2 Elaborazioni statistiche

Per determinare le massime portate di piena per assegnati tempi di ritorno è indispensabile simulare gli effetti di un evento meteorico particolarmente gravoso, denominato *pioggia di progetto*.

La pioggia di progetto può essere un evento eccezionale effettivamente osservato in passato, oppure un evento ipotetico, definito in base alle caratteristiche idrologiche e pluviometriche del bacino in esame ed alla probabilità che lo stesso possa verificarsi in un assegnato intervallo di tempo, definito appunto *tempo di ritorno* (T_r). È a questo secondo caso che si è fatto ricorso nel presente studio.

4.1.2.1 Leggi di probabilità

Generalmente, gli eventi idrologici sono considerati variabili stocastiche, trattabili con i metodi tipici del calcolo della probabilità; questo è dovuto essenzialmente all'elevato numero di fattori che influiscono sugli eventi stessi, con leggi poco note o incognite.

Un evento di pioggia di altezza h e durata t può essere considerato una variabile aleatoria, intesa come una quantità variabile a cui è possibile associare una funzione di frequenza $F(h)$ che, al tendere all'infinito del numero di osservazioni, tende alla probabilità $P(h)$.

Sulla base di queste considerazioni, alle serie pluviometriche a disposizione sono state applicate due leggi probabilistiche per rappresentare la frequenza degli eventi idrologici: la Log – normale a due parametri e la Gumbel. La stima dei parametri per le due distribuzioni è stata condotta applicando il metodo dei momenti; questo prevede che, dato un campione di dimensione N , la media $\mu(x)$ e lo scarto quadratico medio $\sigma(x)$ vengano valutati sulla base degli "individui" che costituiscono il campione stesso secondo le seguenti relazioni:

$$\mu(x) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i \quad \sigma(x) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i - x)^2}{N - 1}}$$

Per ciascuna delle stazioni pluviometriche considerate, sulla base dei dati disponibili, si ricavano i parametri caratteristici delle distribuzioni di probabilità, per le diverse durate di evento (1, 3, 6, 12 e 24 ore). I risultati sono riportati in Tabella 3.

Tabella 3 – Parametri delle distribuzioni di probabilità dei pluviometri in esame.

		Mocchie	Venaria la Mandria	Collegno
1 ora	$\mu(x)$	24.4	24.2	24.2
	$\sigma(x)$	8.6	9.0	6.9
3 ore	$\mu(x)$	37.6	39.5	30.1
	$\sigma(x)$	16.9	17.3	8.0
6 ore	$\mu(x)$	48.4	47.3	35.3
	$\sigma(x)$	20.4	19.8	8.6
12ore	$\mu(x)$	63.0	61.6	46.3
	$\sigma(x)$	21.3	23.1	13.1
24ore	$\mu(x)$	85.2	80.9	64.8
	$\sigma(x)$	27.7	25.5	19.0



4.1.2.2 Regolarizzazione secondo la legge Log – normale a 2 parametri

La probabilità di superamento dei valori di massima precipitazione h_t , relativi ad una durata t dell'evento, può essere rappresentata dalla legge Log – normale a 2 parametri:

$$P(h_t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^y e^{-\frac{y^2}{2}} dy$$

dove y è la variabile ridotta: $y = a \log(h_t) + b$.

I coefficienti a e b vengono determinati sulla base dei valori di media e scarto quadratico medio della popolazione. Per ogni stazione pluviometrica, si ha a disposizione un campione costituito dall'altezza di pioggia registrata per ciascuna durata di evento considerata. I singoli campioni sono stati ordinati in maniera crescente, associando a ciascun dato un numero d'ordine crescente (1, 2, ..., n) ed una frequenza di non superamento F_{ns} , calcolata con la seguente formula:

$$F_{ns} = \frac{n}{N + 1}$$

Avendo assunto una distribuzione del tipo Log – normale per rappresentare i campioni, la retta regolatrice presenta la forma:

$$y = a \cdot \ln(x) + b$$

Le altezze di pioggia relative ad un assegnato tempo di ritorno, regolarizzate con la legge Log – normale, si ricavano con la seguente formula, ottenuta dalla rielaborazione delle espressioni precedentemente introdotte:

$$h_t, T_r = e^{\frac{y-b}{a}}$$

I valori della variabile ridotta y sono noti, essendo nota la legge di distribuzione di probabilità $P(y)$, di tipo normale (Gauss). Introducendo il legame tra funzione di probabilità e tempo di ritorno ($P(y) = (T_r - 1)/T_r$), è possibile dedurre i valori di y e, quindi, determinare la massima precipitazione relativa ad una durata di evento.

In ALLEGATO 3 si riportano i risultati ottenuti dalla regolarizzazione con legge Log – normale a due parametri delle serie storiche dei tre pluviometri in esame.



4.1.2.3 Regolarizzazione secondo la legge di Gumbel

La regolarizzazione dei valori di massima precipitazione relativi ad una durata h_t può essere fatta utilizzando la legge di Gumbel:

$$P(h_t) = \exp\{-\exp[-\alpha_t(h_t - \varepsilon_t)]\}$$

I parametri della distribuzione α_t e ε_t possono essere determinati noti che siano i momenti della popolazione (la media e lo scarto quadratico medio). Introducendo il legame tra il tempo di ritorno e la funzione di probabilità, si ottiene la relazione che consente di determinare, imposto il T_r , i valori di precipitazione massima relativi ad una durata di evento:

$$h_t, T_r = \varepsilon_t - \frac{1}{\alpha_t} \ln \ln \frac{T_r}{T_r - 1}.$$

Per ciascun pluviometro, si sono considerati i campioni costituiti dalle altezze di pioggia registrate per le diverse durate di evento. Questi sono stati quindi ordinati in maniera crescente, a ciascun valore è stato associato un numero ordinale crescente e la frequenza di non superamento F_{ns} , calcolata con la formula precedentemente introdotta.

I risultati ottenuti dalla regolarizzazione con la Legge di Gumbel delle serie storiche dei tre pluviometri sono riportati in ALLEGATO 4.

4.1.2.4 Test statistici

A ciascuno dei campioni (costituito dai dati pluviometrici per assegnata durata di evento) è stata associata un'ipotesi di tipo *non parametrico, funzionale*; ossia: si è assunto che i campioni appartengano ad una particolare distribuzione di probabilità. L'ipotesi deve però essere verificata, per valutare quanto la distribuzione di probabilità sia adatta a rappresentare il campione oggetto di studio. La verifica comporta che venga definito un sistema di ipotesi, ossia due affermazioni reciprocamente esclusive. Viene individuata l'*ipotesi nulla* (H_0), assunta come vera in partenza, e quindi da sottoporre alla verifica per essere confermata o rigettata. L'altra affermazione, H_1 , prende il nome di *ipotesi alternativa*. Si giunge alla fine all'accettazione od al rifiuto dell'ipotesi nulla applicando un *test statistico* che, sulla base dell'informazione campionaria, consente di valutare l'accettabilità dell'ipotesi fatta.

Nel presente studio, la verifica della corrispondenza dei modelli di regolarizzazione con l'effettiva distribuzione della variabile casuale è stata condotta con il *test di Kolmogorov*. Questo definisce la grandezza statistica D_N , data dalla massima differenza in valore assoluto tra la frequenza cumulata $F(x)$ e la funzione di probabilità $P(x)$. La regione di accettazione dell'ipotesi nulla è: $[0; (1 - \alpha)]$; dove $\alpha = 0,05$ è il livello di significatività prefissato. Per questo valore di α , la

regione di accettazione coincide con l'insieme dei valori per i quali è soddisfatta la disuguaglianza:

$$D_N \leq \frac{1,3581}{\sqrt{N}}$$

Tabella 4 – Risultati del test statistico di Kolmogorov per i pluviometri analizzati.

Stazione	D _N	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore	Regione
Mocchie	Log-normale	0.155	0.113	0.109	0.088	0.106	0.283
	Gumbel	0.158	0.122	0.102	0.085	0.111	0.283
Venaria la Mandria	Log-normale	0.092	0.188	0.181	0.122	0.118	0.296
	Gumbel	0.095	0.179	0.174	0.126	0.124	0.296
Collegno	Log-normale	0.083	0.037	0.060	0.132	0.070	0.257
	Gumbel	0.091	0.051	0.054	0.116	0.082	0.257

4.1.3 Curve di massima possibilità pluviometrica

Le elaborazioni statistiche effettuate consentono, per assegnato valore del tempo di ritorno, di ricavare per ciascuna stazione pluviometrica la *curva di massima possibilità pluviometrica*, rappresentata dalla funzione:

$$h = a t^n$$

dove a e n vengono definiti attraverso l'analisi del campione di altezze di precipitazione.

Sulla base dell'elaborazioni statistiche condotte nel presente studio, è stato possibile valutare il valore assunto dal coefficiente a e dall'esponente n per le stazioni pluviometriche analizzate, utilizzando entrambe le leggi di regolarizzazione. I risultati ottenuti sono riportati in Tabella 5.

Tabella 5 - Valori di a ed n determinati con le leggi di regolarizzazione per i pluviometri.

	T _r =10 anni		T _r =20 anni		T _r =50 anni		T _r =100 anni		T _r =200 anni		T _r =500 anni	
	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n
Legge Log – normale a due parametri												
Mocchie	37.22	0.375	42.91	0.369	50.35	0.362	56.01	0.358	61.75	0.354	69.51	0.350
Venaria	38.25	0.355	44.23	0.349	52.08	0.342	58.07	0.337	64.16	0.333	72.39	0.328
Collegno	30.45	0.307	33.52	0.308	37.36	0.309	40.15	0.309	42.90	0.310	46.47	0.311
Legge Gumbel												
Mocchie	37.26	0.374	42.80	0.370	49.98	0.366	55.36	0.364	60.72	0.362	67.78	0.360
Venaria	38.29	0.354	44.09	0.350	51.60	0.346	57.23	0.343	62.84	0.341	70.24	0.339
Collegno	30.35	0.307	33.75	0.307	38.14	0.308	41.43	0.309	44.71	0.309	49.04	0.309



L'Autorità di Bacino del Fiume Po ha effettuato un'analisi statistica delle serie storiche dei pluviometri presenti sul territorio del bacino, riportando i risultati nel *Piano Stralcio d'Assetto Idrogeologico*. Nella "Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica" adottata dall'Autorità di Bacino con il Piano di Assetto Idrogeologico (21/4/2001), sono riportati:

- i dati puntuali riferiti alle singole stazioni pluviometriche, ottenuti dall'analisi statistiche;
- i valori distribuiti su tutta l'area del bacino, ottenute attraverso l'interpolazione con il reticolo di kriging.

Per quanto riguarda i pluviometri utilizzati nel presente studio, solamente i pluviometri di Mocchie e di Venaria la Mandria sono presenti nella direttiva di progetto. Si è quindi considerato come ulteriore riferimento il pluviometro di Torino (ufficio idrografico), per confrontare i valori di a e n con i valori del pluviometro di Collegno.

I valori indicati dall'Autorità di Bacino del fiume Po nel PAI sono riportati in Tabella 6.

Tabella 6 - Valori di a ed n determinati dall'Autorità di Bacino per i pluviometri.

	$T_r=20$ anni		$T_r=100$ anni		$T_r=200$ anni		$T_r=500$ anni	
	a	n	a	n	a	n	a	n
Mocchie	44.00	0.355	56.98	0.345	62.54	0.342	69.88	0.338
Venaria la M.	48.30	0.354	63.47	0.349	69.95	0.347	78.5	0.346
Torino u. i.	51.33	0.247	65.36	0.245	71.32	0.245	79.20	0.244

Al fine di fornire uno strumento per l'analisi di frequenza delle piogge intense, nei punti privi di misure dirette è stata condotta un'interpolazione spaziale con il metodo di Kriging dei parametri a e n delle curve di possibilità pluviometrica, discretizzate in base a un reticolo di 2 Km di lato (Figura 9). I risultati sono riportati negli allegati cartografici e numerici della Direttiva del PAI.

Tabella 7 – Valori di a ed n determinati dal reticolo di kriging (PAI) per il bacino del Fosso Colatore del Pilone.

Bacino	$T_r=10$ anni		$T_r=20$ anni		$T_r=50$ anni		$T_r=100$ anni		$T_r=200$ anni		$T_r=500$ anni	
	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n	a	n
Colatore del Pilone	41.88	0.369	48.12	0.368	56.19	0.367	62.25	0.366	68.10	0.366	76.24	0.364

Gli elaborati consentono il calcolo delle curve di possibilità pluviometrica in ciascun punto del bacino, a meno dell'approssimazione derivante dalla risoluzione spaziale della griglia di discretizzazione, per tempi di ritorno di 10, 20, 50, 100, 200 e 500 anni, identificando la localizzazione su cartografia in ambiente GIS.

Per il bacino del Fosso Colatore del Pilone, sono stati valutati gli a ed gli n sulla base dei valori riportati nel PAI. In Tabella 7 si riportano i risultati ottenuti, utilizzando una media pesata in cui il punteggio è dato dai valori riportati nel reticolo di kriging ed il peso è costituito dall'area compresa in ogni porzione del reticolo.

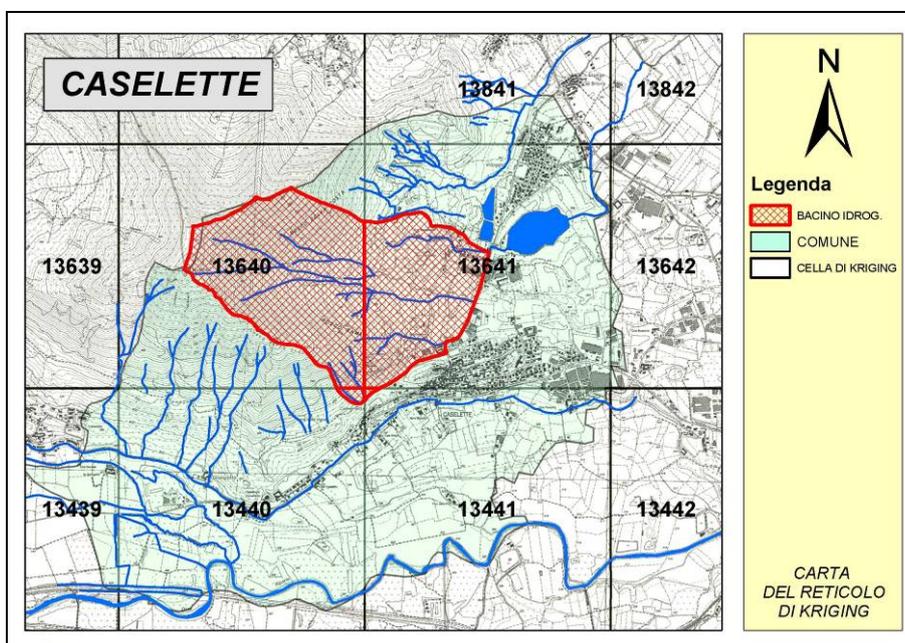


Figura 9 - Carta del reticolo di kriging.

Dopo un'attenta analisi dei risultati ottenuti (riportati nelle precedenti tabelle), si è scelto di fare riferimento ai valori dei parametri a ed n derivanti dall'interpolazione con il reticolo di kriging, che tengono conto di tutte le stazioni pluviometriche presenti nell'intorno dei bacini idrografici. I risultati, quindi, sono maggiormente rappresentativi dell'area in esame e sono in grado (entro certi limiti) di tener conto della variabilità del regime pluviometrico, tra la zona di monte e di valle del bacino stesso; inoltre, i valori utilizzati risultano essere i più cautelativi e conformi alle indicazioni dell'Autorità di Bacino.

4.1.4 Coefficienti di Talbot per $t < 1$ ora

Le elaborazioni sin qui condotte consentono di definire la relazione monomia che lega l'altezza di pioggia h con la durata dell'evento t e con il tempo di ritorno dello stesso T_r . Tale relazione, però, non risulta adatta a rappresentare bacini caratterizzati da tempi di corrivazione molto brevi (inferiori all'ora): infatti, considerando una durata dell'evento breve, che tende a zero, l'intensità di pioggia (data da $i = dh/dt$) tende all'infinito. Risulta necessario, pertanto, valutare i parametri caratterizzanti il regime pluviometrico anche per tempi inferiori all'ora.

Per fare ciò si applica un processo di linearizzazione, che consente di ottenere valori di intensità di precipitazione finiti, anche per intervalli di tempo tendenti a zero, e valori piccoli (ma non nulli) per intervalli di riferimento molto lunghi. La relazione generale, elaborata da Tonini, che rappresenta tale andamento è data da:

$$h = i_a \cdot t + \frac{a \cdot t}{(b + t)^m}$$

dove il termine i_a per lo studio delle precipitazioni intense è trascurabile. Linearizzando la relazione ($m=1$), si ottiene la formula di Talbot a due parametri:

$$h = \frac{a \cdot t}{b + t}.$$

Applicando tale relazione, si sono ricavati i valori dei due parametri a e b relativi al bacino in esame, per tempi di ritorno di 10, 20, 50, 100, 200 e 500 anni (vedi Tabella 8).

È bene evidenziare il fatto che il bacino del Colatore del Pilone è costituito da 9 sottobacini per i quali è stato calcolato singolarmente il tempo di corrivazione il cui calcolo verrà esplicitato nei paragrafi successivi, ma per calcolare i coefficienti di Talbot si è fatto solamente riferimento al tempo di corrivazione più elevato, che è quello che manda in crisi l'intero bacino idrografico. Le elaborazioni relative alla determinazione dei coefficienti di Talbot sono riportate nell'ALLEGATO 5.

Tabella 8 – Coefficienti di Talbot determinati per $t < 1$ ora.

Bacino	$T_r=10$ anni		$T_r=20$ anni		$T_r=50$ anni	
	a	b	a	b	a	b
Colatore del Pilone	52.93	0,264	60.80	0,264	70,98	0,264

Bacino	$T_r=100$ anni		$T_r=200$ anni		$T_r=500$ anni	
	a	b	a	b	a	b
Colatore del Pilone	78.64	0.264	86.01	0.264	96.30	0.264



4.1.5 Ietogramma di progetto

La verifica idraulica del canale del Colatore del Pilone richiede che venga analizzata la risposta del bacino ad eventi meteorici particolarmente gravosi. A questo scopo viene definita una *pioggia di progetto*, rappresentante un evento ipotetico che, per assegnato tempo di ritorno, presenta una particolare distribuzione temporale delle precipitazioni.

In generale, lo ietogramma può essere caratterizzato da un andamento rettangolare (che presuppone un'intensità costante di precipitazione durante tutto l'evento) o triangolare (in cui si assume un'intensità variabile ed impulsiva nel corso dell'evento). Nel presente studio si sono calcolati entrambi gli ietogrammi di progetto, andando successivamente a valutare quale fosse quello più gravoso per il Fosso Colatore del Pilone.

Dopo attente valutazioni si è deciso che su eventi brevi come quelli caratteristici del bacino idrografico in esame fosse più realistico l'utilizzo sia di uno ietogramma rettangolare con intensità costante, sia di uno ietogramma triangolare (con intensità variabile) per analizzare in secondo luogo le risposte del bacino idrografico.

Assegnato il tempo di ritorno all'evento che si vuole rappresentare con lo ietogramma, si assume come tempo di pioggia t_p un valore pari al T_c : si garantisce, così, che l'intero bacino contribuisca alle portate alla sezione di chiusura. Durante l'evento, per lo ietogramma rettangolare, l'intensità di pioggia è mantenuta costante: in questo modo, per eventi brevi, si elimina il problema della perdite iniziali per infiltrazione che falserebbero altrimenti la simulazione afflussi - deflussi.

Lo ietogramma ad intensità variabile (detto Chicago) si basa invece sul rispetto della curva di massima possibilità pluviometrica: la massima intensità media di precipitazione per ciascuna durata coincide con il valore ricavato dalla curva di massima possibilità pluviometrica di adeguato tempo di ritorno.

Per i bacini in studio si sono ricavati gli ietogrammi rettangolari e ietogrammi con intensità variabile (Chicago), relativi a tempi di ritorno di 100, 200 e 500 anni, per un evento ipotetico con durata pari al tempo di corrivazione. I risultati ottenuti sono riportati in ALLEGATO 6.

4.2 IL MODELLO DI TRASFORMAZIONE AFFLUSSI – DEFLUSSI

Per determinare la *portata di verifica* (rispetto alla quale eseguire la verifica idraulica del Canale Colatore del Pilone) si applica un modello di trasformazione afflussi – deflussi, che consente di determinare le caratteristiche principali dell'onda di piena (portata al colmo, volume totale della piena, idrogramma...) nella sezione di chiusura di un bacino, a partire da precipitazioni estreme statisticamente significative per il bacino medesimo.



Il software utilizzato, denominato HEC-HMS e derivato dal noto codice di calcolo HEC-1 "Flood Hydrograph Package" sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers, consente mediante un'opportuna schematizzazione del reticolo idrografico in una serie di componenti idrologicamente interconnessi tra di loro ed ad una attenta definizione delle caratteristiche geometriche e di permeabilità del bacino il calcolo degli idrogrammi di deflusso che competono a particolari eventi meteorici registrati.

Il modello fornisce risultati tanto più attendibili quanto più compiutamente sono definite le caratteristiche del bacino e degli idrogrammi che lo interessano.

Successivamente all'applicazione del modello di calcolo numerico HEC – HMS si è applicato come verifica il calcolo delle portate al colmo tramite il metodo razionale.

4.2.1 Parametri dei bacini idrografici

Per poter correttamente applicare una trasformazione del tipo afflussi – deflussi, è necessario preventivamente valutare alcune grandezze caratteristiche dei bacini, che consentono di definire meglio il loro comportamento idrologico.

Vengono valutati nel seguito due importanti parametri, il CN ed il T_c , fondamentali nel descrivere la risposta del bacino ad eventi meteorici. Il primo, infatti, rappresenta la potenzialità di deflusso superficiale conseguente ad una precipitazione; il secondo, invece, il tempo massimo di risposta del bacino ad un evento meteorico.

4.2.1.1 Il numero adimensionale CN

Il metodo del Soil Conservation Service Statunitense richiede la conoscenza del valore della perdita iniziale di pioggia (initial abstraction) e del numero di curva dimensionale CN (SCS curve number) definito dal Soil Conservation Service sulla base di numerosi dati raccolti con campagne di misure in campo. Spesso però, per la necessità di semplificazione o per la difficoltà che si incontra nel definire i vari parametri, le perdite vengono considerate facendo riferimento ad un'unica equazione, nonostante esistano numerosi metodi per il calcolo delle singole quote da attribuire ad ciascun fenomeno. La ragione di tale semplificazione risiede nel fatto che le leggi che governano i singoli fenomeni fisici non sono tuttora ben conosciute e risulta pertanto molto difficile individuare i confini di competenza di ciascun processo.

Il calcolo di quota parte di precipitazione perse nel bacino è stato eseguito con il metodo SCS curve number. I parametri richiesti sono due e il numero di curva adimensionale può essere valutato noti la litologia e l'uso del suolo.

Di più difficile determinazione è, invece, la stima delle perdite di pioggia la che si ha all'inizio dell'evento meteorico, perché è funzione delle caratteristiche geologiche e di



saturazione del terreno stesso; tuttavia, tale parametro può essere calcolato, in funzione di CN (numero di curva adimensionale SCS curve number) definito dal Soil Conservation Service dalla base di numerosi dati raccolti con campagne di misura in campo, secondo la relazione proposta:

$$I_a = 0.2 \cdot \frac{(1000 - 10 \cdot CN)}{CN};$$

Il numero di curva adimensionale CN (Runoff curve number) è un indice di ritenzione potenziale del suolo, che dipende dalla pedologia, dal tipo e grado di copertura del suolo e dal grado di umidità iniziale del terreno.

Tale indice ha un valore compreso tra 0 e 100 e, per la sua determinazione, il Soil Conservation Service propone delle classificazioni, in modo da far rientrare la zona esaminata in una determinata categoria e ricavare da opportune tabelle il valore di CN corrispondente.

In Tabella 9 è riportata la classificazione dei terreni secondo l'S.C.S. che distingue quattro classi di suolo in base alla potenzialità di deflusso: da terreni altamente permeabili, con scarsa potenzialità di deflusso (classe A) a terreni impermeabili con alta potenzialità di deflusso (classe D).

Tabella 9 - Classificazione dei terreni secondo l'S.C.S.

CLASSE	TIPOLOGIA DI TERRENO
A	<u>Scarsa potenzialità di deflusso:</u> comprende strati profondi di sabbia con scarsissimo limo e argilla, strati profondi di limo calcareo, limi aggregati. Si ha un tasso d'infiltrazione elevato anche quando i terreni sono completamente bagnati.
B	<u>Potenzialità di deflusso mediamente bassa:</u> comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi di quelli appartenenti al gruppo A, strati sottili di limo calcareo, loam (mistura di sabbia, limo, argilla e humus).
C	<u>Potenzialità di deflusso mediamente alta:</u> comprende suoli sottili contenenti considerevoli quantità di argilla, loam argillosi, strati sottili di loam sabbiosi, terreni con ridotti contenuti organici.
D	<u>Potenzialità di deflusso molto alta:</u> comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, sabbie saline e suoli sottili con orizzonti impermeabili in vicinanza della superficie.

I terreni che costituiscono i bacini devono essere ricondotti ad una delle classi elencate nella Tabella 9, che, tuttavia si riferisce ad una situazione geologica molto differente da quella in esame di tipo alpino. Si può quindi fare riferimento alla Tabella 10, che meglio si adatta a rappresentare simili situazioni geologiche.



Tabella 10 - Gruppi idrologici assegnabili ai diversi litotipo.

CLASSE	TIPOLOGIA DI TERRENO
A	Accumuli di frana da crollo
B	Depositi da debris flow, alluvioni antiche, depositi colluviali, depositi gravitativi di falda e conoide, depositi glaciali di ablazione e indifferenziati
C	Depositi colluviali, prodotti colluviali
D	Calcari dolomitici, serpentiniti, calcescisti, micascisti, gneiss indifferenziati, metabasiti

Noti i gruppi idrologici per ogni classe litologica e quindi per ogni area a diversa categoria d'uso del suolo, per determinare il parametro CN, si fa riferimento ad una tabella, dove sono riportati i valori di CN per ciascuna classe d'uso del suolo e per ogni gruppo idrogeologico, forniti dal SCS. Si calcola il CN come media pesata, considerando come pesi le percentuali areali di ciascuna classe d'uso del suolo. I valori ottenuti, desunti dalla carta di uso del suolo (ALLEGATO 1) si riferiscono ad un grado di umidità iniziale del terreno prima che si verifichi l'evento meteorico di tipo II, cioè ad un terreno umido.

È possibile prendere in considerazione anche situazioni di umidità del terreno all'inizio della precipitazione diversa da quella media; il metodo, infatti, classifica le condizioni di umidità in tre categorie:

- *AMC I*: potenziale di scorrimento superficiale minimo; i suoli del bacino sono sufficientemente asciutti da permettere un'aratura o coltivazione soddisfacente;
- *AMC II*: condizione media;
- *AMC III*: potenziale di scorrimento superficiale massimo; il bacino è stato praticamente saturato dalle piogge precedenti.

La categoria a cui fare riferimento si può individuare in base alla precipitazione totale dei 5 giorni precedenti quello dell'evento di pioggia e in base alla stagione (vegetativa o non vegetativa), come riportato nella Tabella 11.

Tabella 11 – Categoria di umidità iniziale in funzione di precipitazioni pregresse.

Categoria	Precipitazione dei 5 gg antecedenti l'evento	
	Stagione di riposo (mm)	Stagione vegetativa (mm)
AMC I	<12,7	<35,6
AMC II	12,7 – 27,9	35,6 – 53,3
AMC III	>27,9	>53,3



I valori di CN corrispondenti alla categoria AMC I e AMC III si possono ricavare dal valore di CN che corrisponde alla categoria AMC II per mezzo delle seguenti relazioni (Chow et al., 1988):

$$CN(I) = \frac{\alpha \cdot CN(II)}{10 - \beta \cdot CN(II)}, \quad CN(III) = \frac{\alpha \cdot CN(II)}{10 + \beta \cdot CN(II)};$$

dove α e β sono coefficienti sperimentali noti.

Nell'applicazione del software HEC-HMS si è utilizzato il valore del coefficiente CN calcolato per condizioni di umidità AMC III per tempi di ritorno di 100, 200 e 500 anni, ponendosi in condizioni cautelative. Nella Tabella 12 sono riportati i risultati ottenuti per i bacini costituenti il bacino del Fosso Colatore.

Tabella 12 – CN per diverse condizioni di umidità iniziale per i diversi sottobacini componenti il bacino del Colatore del Pilone.

sottobacino	CN		
	AMC I	AMC II	AMC III
22	49.5	70.0	84.3
23	49.5	70.0	84.3
24	49.5	70.0	84.3
25	53.6	73.3	86.3
27	52.1	72.1	85.6
28	40.3	61.7	78.7
30	41.5	62.8	79.5
31	40.0	61.3	78.5
32	36.9	58.2	76.2

4.2.1.2 Calcolo del tempo di corrivazione

In molte schematizzazioni delle trasformazioni afflussi-deflussi, s'introduce l'ipotesi che il tempo impiegato da una particella d'acqua per raggiungere la sezione di chiusura del bacino, scorrendo in superficie, sia una costante che dipende soltanto dalla posizione del punto in cui è caduta e dalle caratteristiche morfologiche del bacino.

Si definisce tempo di corrivazione (T_c) quello impiegato da una particella d'acqua per raggiungere la sezione di chiusura del bacino, per cui ad ogni punto della zona esaminata corrisponde un valore del tempo di corrivazione. Un punto particolare è il punto idraulicamente più lontano della sezione di chiusura, da cui ha origine l'asta principale della rete idrografica. Il



tempo di corrivazione di questo punto, che è il tempo impiegato da una particella d'acqua per percorrere l'intera asta fluviale principale dall'origina alla sezione di chiusura, e che risulta il maggiore tra quelli del bacino, prende il nome di tempo di corrivazione del bacino.

Quindi per i bacini esaminati si possono determinare i tempi di corrivazione T_c corrispondenti, tenendo conto che dipendono da numerosi fattori che possono essere elencati nel modo seguente:

- parametri relativi alla topografia e alle caratteristiche planimetriche dei bacini;
- parametri che definiscono le caratteristiche della rete, quali la densità della rete, la capacità d'invaso nella rete e in bacini naturali e artificiali, le scabrezze degli alvei;
- parametri relativi alla copertura vegetale che definiscono la maggiore o minore presenza di boschi, pascoli, seminativi o altre destinazioni d'uso del suolo;
- parametri relativi alle caratteristiche geologiche e fisiche del suolo quali la permeabilità e la capacità di trattenuta dell'acqua.

Vista la difficoltà a considerare tutti questi parametri, il tempo di corrivazione si stima in genere utilizzando formule che derivano dall'analisi di molti casi reali e che esprimono il legame mediamente esistente tra il tempo di corrivazione e alcune altre grandezze caratteristiche del bacino e di facile determinazione.

Per stimare il tempo di corrivazione, per i bacini piemontesi è molto usata la formula di Giandotti:

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H}}$$

dove:

- T_c = tempo di corrivazione (ore);
- S = area del bacino idrografico (km^2);
- L = lunghezza dell'asta principale (km);
- H = altitudine media del sottobacino riferita alla sezione di chiusura (m).

Una seconda semplice formulazione è quella di Puglisi, che può essere applicata per valutare il valore del tempo di corrivazione del bacino:

$$T_c = 6 \cdot \frac{L^{0.667}}{\Delta H^{0.333}}$$

dove:

- T_c = tempo di corrivazione (ore);
- L = lunghezza dell'asta principale (Km);



- ΔH = dislivello dell'asta principale (m).

Una terza formulazione è quella di Pezzoli:

$$T_c = 0.055 \cdot \frac{L}{\sqrt{i_a}}$$

dove:

- T_c = tempo di corrivazione (ore);
- L = lunghezza dell'asta principale (Km);
- i_a = pendenza media dell'asta principale.

Una quarta formulazione infine è quella di Merlo, che è anche l'unica che tiene conto della pendenza media dei versanti del bacino idrografico:

$$T_c = 0.396 \cdot \frac{L}{\sqrt{i_a}} \cdot \left(\frac{A}{L^2} \cdot \frac{\sqrt{i_a}}{\sqrt{i_m}} \right)^{0.72}$$

dove:

- T_c = tempo di corrivazione (ore);
- L = lunghezza dell'asta principale (Km);
- i_a = pendenza media dell'asta principale;
- i_m = pendenza media del bacino.

Un'ulteriore formulazione è quella di Turazza:

$$T_c = 1.085 \cdot \sqrt{S}$$

dove:

- T_c = tempo di corrivazione (ore);
- S = area del bacino idrografico;

Due ulteriori formulazioni sono quelle di Ventura:

$$T_c = 0.1272 \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{i}}$$

$$T_c = 0.315 \cdot \sqrt{S}$$

dove:

- T_c = tempo di corrivazione (ore);



- S = area del bacino idrografico (km²);
- i = pendenza media del bacino.
-

L'ultima formulazione utilizzata è quella proposta da Pasini:

$$T_c = 0.108 \frac{\sqrt{S \cdot L}}{\sqrt{i}}$$

dove:

- T_c = tempo di corrivazione (ore);
- S = area del bacino idrografico (km²);
- L = lunghezza dell'asta principale;
- i = pendenza media del bacino.

Per il calcolo del tempo di corrivazione si sono quindi utilizzate le formulazioni sopra riportate e successivamente si è operata una media pesata dei valori ottenuti (Tabella 13).

Tabella 13- Tempi di corrivazione ottenuti dalle varie formulazioni.

BACINO	GIANDOTTI	PUGLISI	TURAZZA	PASINI	PEZZOLI	MERLO	VENTURA		MEDIA
							1° formul.	2° formul.	
	[ore]	[ore]	[ore]	[ore]	[ore]	[ore]	[ore]	[ore]	[ore]
22	0.64	0.24	0.06	0.06	0.09	0.05	0.07	0.06	0.17
23	0.50	0.11	0.03	0.03	0.04	0.02	0.03	0.03	0.11
24	0.63	0.29	0.06	0.05	0.13	0.06	0.08	0.05	0.19
25	0.50	0.38	0.06	0.03	0.25	0.07	0.11	0.03	0.21
27	0.26	0.78	0.35	0.08	0.18	0.08	0.10	0.08	0.24
28	0.39	0.98	0.48	0.13	0.33	0.15	0.14	0.13	0.34
30	1.17	1.34	0.61	0.49	1.34	0.58	0.39	0.49	0.80
31	1.25	0.51	0.22	0.18	0.50	0.21	0.15	0.18	0.45
32	1.12	0.58	0.20	0.22	0.29	0.16	0.17	0.22	0.39

4.2.2 Descrizione del modello di calcolo numerico

Il modello afflussi - deflussi consente il calcolo dell'idrogramma di piena, definite le principali caratteristiche del bacino. Il reticolo idrografico viene rappresentato come una serie di elementi idrologicamente interconnessi; per ciascun elemento devono essere specificati i seguenti parametri: le perdite iniziali, il metodo di trasformazione adottato ed il flusso di base.

Il procedimento per il calcolo delle perdite iniziali è descritto nel paragrafo 4.2.1.1 mentre il metodo di calcolo utilizzato per valutare la trasformazione afflussi – deflussi è quello elaborato dal Soil Conservation Service, che richiede la conoscenza del *tempo di ritardo* (t_{lag}):

$$t_{lag}=0,6 T_c \text{ (minuti)}$$

Infine, si è imposto un flusso di base nullo.

Il codice di calcolo consente, inoltre, la scelta tra diverse opzioni per la definizione dell'idrogramma unitario; questo, infatti, può essere fornito direttamente oppure descritto in funzione dei parametri di Clark, Snyder o dell'SCS (Soil Conservation Service). L'opzione dell'onda cinematica consente invece di schematizzare il deflusso dal sottobacino con elementi che rappresentano uno o due superfici scolanti oppure con uno o due canali collettori e un canale principale.

Nel presente studio si è utilizzata la tecnica elaborata dal S.C.S., che si basa sull'idrogramma unitario sintetico riportato in Figura 10.

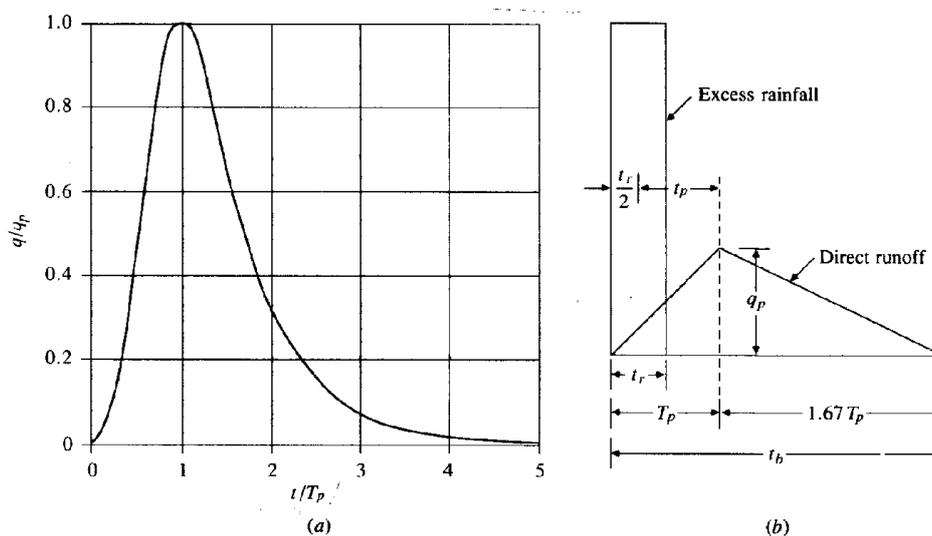


Figura 10 – Idrogramma unitario sintetico del S.C.S.: (a) idrogramma adimensionale, (b) idrogramma unitario triangolare (Fonte: Soil Conservation Service, 1972).

4.2.3 Valori di portata ottenuti con il metodo numerico

Con il procedimento sopra illustrato, sono state valutate le portate di massima piena per il bacino del Fosso Colatore del Pilone, per tempi di ritorno di 100, 200 e 500 anni, secondo lo schema delle confluenze riportato in Figura 11, che tiene conto della sovrapposizione dei picchi in relazione ai diversi tempi di corrivazione dei sottobacini. Tutte le simulazioni sono state effettuate sia per uno ietogramma ad intensità variabile che per uno ietogramma ad intensità costante. Quest'ultimo, di cui si riportano i risultati nelle tabelle seguenti, ha condotto a dei valori di portata più elevati, poiché la risposta dei bacini idrografici risente meno delle perdite iniziali del terreno; il picco di pioggia dello ietogramma triangolare viene invece fortemente attenuato dai fenomeni di perdita iniziale.

Il modello di calcolo, nel valutare la portata di piena conseguente ad un evento meteorico, risulta infatti estremamente sensibile alle condizioni di umidità iniziale del suolo, quindi alle perdite iniziali (CN , I_a) che si registrano e dunque, in questa fase di studio, si è scelto di applicare, per tutti i tempi di ritorno, il modello considerando sia la condizione di umidità intermedia “ CN ($AMC II$)” che la peggiore “ CN ($AMC III$)”. Per valutare le portate al colmo, si sono effettuate simulazioni con perdite iniziali nulle e non.

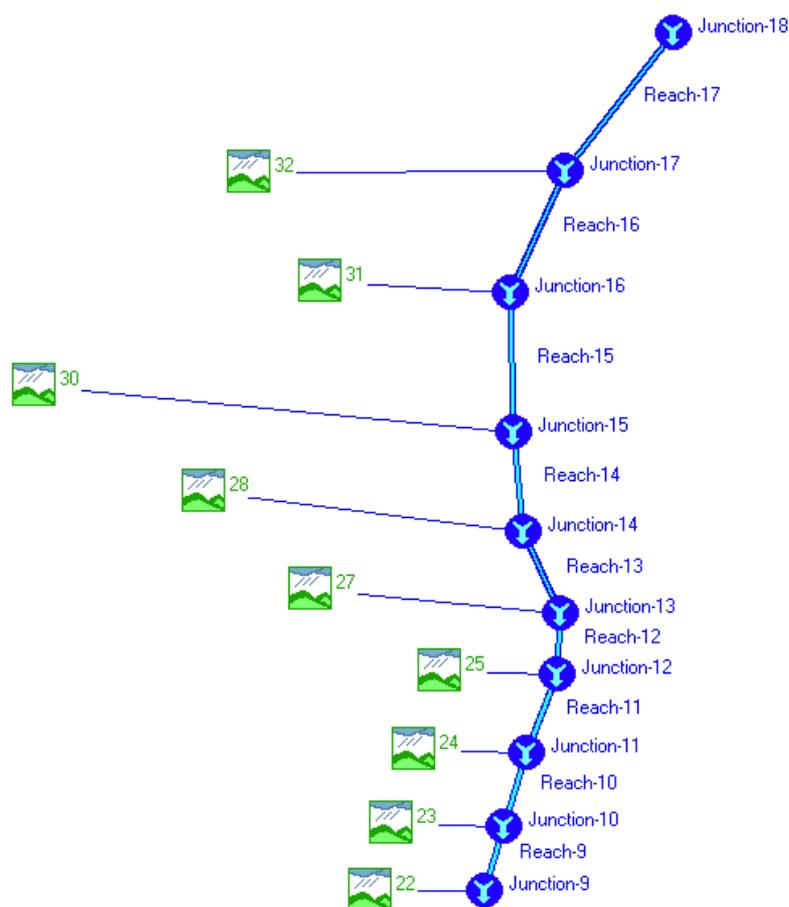


Figura 11 – Schema idrologico adottato per il modello afflussi-deflussi.

In Tabella 14 e in Tabella 15 sono riportati i risultati ottenuti per lo ietogramma rettangolare, considerando le diverse ipotesi di condizione iniziale di umidità del suolo.



Tabella 14 – Portata di piena valutata con il modello di calcolo numerico (HEC – HMS) per i singoli bacini idrografici costituenti il bacino del Fosso Colatore del Pilone (ietogramma rettangolare).

Bacino	T_r	Q_{max} (m ³ /s)		
		CN (II)	CN (II) $I_a=0$	CN (III)
22	100	0,36	0,52	0,69
	200	0,44	0,60	0,79
	500	0,55	0,71	0,92
23	100	0,08	0,11	0,15
	200	0,09	0,13	0,17
	500	0,12	0,15	0,20
24	100	0,53	0,76	1,02
	200	0,64	0,87	1,16
	500	0,80	1,04	1,35
25	100	1,09	1,44	1,08
	200	1,30	1,65	1,30
	500	1,60	1,95	1,60
27	100	0,83	1,16	1,54
	200	1,00	1,33	1,75
	500	1,25	1,58	2,04
28	100	0,60	1,50	0,61
	200	0,81	1,74	0,81
	500	1,13	2,10	1,13
30	100	2,84	8,44	10,38
	200	3,86	9,82	12,31
	500	5,47	11,86	15,10
31	100	0,55	1,55	0,55
	200	0,75	1,80	0,75
	500	1,06	2,17	1,07
32	100	0,53	1,92	2,43
	200	0,77	2,24	2,89
	500	1,16	2,71	3,55

Tabella 15 - Portata di piena valutata con il modello di calcolo numerico (HEC – HMS) per le singole confluenze che alimentano il Fosso Colatore del Pilone (ietogramma rettangolare).

confluenza	T_r	Q_{max} (m ³ /s)		
		CN (II)	CN (II) $I_a=0$	CN (III)
23 in 22 (junction 10)	100	0,44	0,63	0,84
	200	0,54	0,72	0,95
	500	0,67	0,85	1,12
24 in F.C.P. (junction 11)	100	0,96	1,39	1,85
	200	1,17	1,59	2,11
	500	1,47	1,89	2,47
25 in F.C.P. (junction 12)	100	1,96	2,76	2,87
	200	2,36	3,16	3,34
	500	2,96	3,75	4,00
27 in F.C.P. (junction 13)	100	2,78	3,91	4,39
	200	3,36	4,49	5,06
	500	4,19	5,32	6,02
28 in F.C.P. (junction 14)	100	3,37	5,41	4,96
	200	4,15	6,23	5,83
	500	5,31	7,41	7,11
30 in F.C.P. (junction 15)	100	5,01	12,69	13,58
	200	6,53	14,71	16,16
	500	8,90	17,70	19,95
31 in F.C.P. (junction 16)	100	5,57	14,23	14,13
	200	7,28	16,51	16,91
	500	9,96	19,85	21,02
32 in F.C.P. (junction 17)	100	6,09	16,11	16,43
	200	8,05	18,70	19,67
	500	11,12	22,52	24,39

4.3 METODO RAZIONALE

Per confrontare i risultati ottenuti con il modello numerico di trasformazione degli afflussi in deflussi, si è applicato un metodo empirico, raccomandato anche nella “Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica” proposta dall’Autorità di Bacino nelle Norme di Attuazione del PAI, per il calcolo delle portate di piena in bacini idrografici di piccole dimensioni.



Si è utilizzata una delle formulazioni più note e validate in letteratura, basata sul *metodo della corrivazione*, nell'ipotesi che la durata della pioggia critica t_p sia pari al T_c :

$$Q_{max} = \frac{c \cdot V}{3600 \cdot T_c}$$

dove: c è il coefficiente di deflusso e V il volume affluito sul bacino (m^3).

Il modello assume che la precipitazione sia uniformemente distribuita nel tempo e nello spazio e si fonda sulla curva di massima possibilità climatica. La portata al colmo dipende essenzialmente dal volume d'acqua affluito sul bacino durante l'evento meteorico e dalle caratteristiche fisiche e morfologiche del bacino stesso.

La precipitazione viene ricavata direttamente dalla curva di massima possibilità climatica, con un'intensità costante per tutto l'evento, assumendo una durata pari al tempo di corrivazione del bacino in esame (risulta così garantito che l'intero bacino contribuisca alla formazione dei deflussi alla sezione di chiusura).

Il coefficiente di deflusso (o di riduzione) c consente di determinare le precipitazioni efficaci, che contribuiscono effettivamente alla formazione del deflusso in corrispondenza della sezione di chiusura. Si ipotizza che la restante parte dia luogo a perdite (rappresentate essenzialmente dai termini legati a: infiltrazione, evapotraspirazione,...), o che giunga "in ritardo" alla sezione di chiusura, non contribuendo così al picco di portata.

Nella succitata Direttiva dell'Autorità di Bacino vengono forniti dei valori indicativi per il coefficiente c (vedi Tabella 16). Sulla base di questi valori, è stato valutato il coefficiente di deflusso. Il valore assunto per il presente studio è pari a 0,35.

Tabella 16 – Valori del coefficiente di deflusso suggeriti dall'Autorità di Bacino.

Tipo di suolo	Coefficiente di deflusso c		
	Uso del suolo		
	Coltivato	Pascolo	Bosco
Suolo con infiltrazione elevata, normalmente sabbioso o ghiaioso	0,20	0,15	0,10
Suolo con infiltrazione media, senza lenti argillose; suoli limosi o simili	0,40	0,35	0,30
Suolo con infiltrazione bassa, suoli argillosi e suoli con lenti argillose vicino alla superficie, strati di suolo sottile al di sopra di roccia permeabile	0,50	0,45	0,40

I valori di portata di piena ottenuti applicando il metodo razionale al bacino complessivo del Fosso Colatore, per i tempi di ritorno di 100, 200 e 500 anni, sono riportati in Tabella 17; si

osserva una buona corrispondenza con il valore ottenuto con il modello numerico alla junction 17, che tiene conto dei contributi di tutti i bacini idrografici.

Tabella 17 – Portata di piena valutata con il metodo razionale.

Bacino	Q (m ³ /s)		
	T _r =100 anni	T _r =200 anni	T _r =500 anni
Colatore del Pilone	18,2	19,9	22,2

4.4 STIMA DEL TRASPORTO SOLIDO

La *portata di verifica* da adottare nella successiva fase di analisi idraulica dovrebbe tener conto, oltre che della fase liquida, anche del contributo legato al trasporto solido. Questo, infatti, può essere significativo e modificare sostanzialmente le condizioni di deflusso.

Il trasporto solido nell'asta principale di un bacino è definito dai seguenti fattori:

- la quantità di sedimenti mediamente prodotta dal bacino montano, in funzione delle specifiche caratteristiche geologiche – geomorfologiche e climatiche;
- la capacità media di trasporto solido dell'asta principale, in funzione degli aspetti geometrici, idrologici, granulometrici del materiale d'alveo ed idraulici.

Nei corsi d'acqua montani, il trasporto di materiale solido è associato a valori di portata che superino le *condizioni critiche di inizio del moto*. Inoltre, per questi corsi si esclude un significativo trasporto in sospensione, a causa delle dimensioni caratteristiche del materiale d'alveo piuttosto elevate. La stabilità dell'alveo viene verificata con la formula di Schoklitsch, che fornisce risultati analoghi ad altre relazioni tra cui quelle di Pica, di Smart e Jaegge:

$$q_s = n^* i^{1,5} (q - q_c)$$

dove: q_s è la portata solida in peso secco per unità di larghezza dell'alveo (kg/sm); i la pendenza dell'alveo; q la portata liquida per unità di larghezza dell'alveo (m³/sm); q_c la portata liquida critica per unità di larghezza (m³/sm), corrispondente all'inizio moto del materiale solido; n un coefficiente empirico. La portata critica per unità di larghezza è valutata attraverso la relazione:

$$q_c = 0,26 \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{5/3} \frac{D_{40}^{3/2}}{i^{7/6}}$$

in cui: γ è il peso specifico dell'acqua, di 1.000 kg/m³; γ_s è il peso specifico dei sedimenti, posto pari a 2.600 kg/m³; D_{40} il diametro (m) rappresentativo del fondo alveo, con passante del 40%.

Nel seguente studio si è stimata la portata solida del bacino n. 30 (bacino idrografico con superficie più grande) per eventi meteorici con tempi di ritorno pari a 100, 200 e 500 anni in condizioni di umidità CN AMC III.

In via cautelativa, è stato adottato un $D_{40} = 0,12 \text{ m}$ calcolato sulla base dei riscontri in sito e su una larghezza media dell'alveo assunta pari a $3,75 \text{ m}$.

Il modellamento dell'alveo è il risultato dell'interazione della corrente liquida, variabile nel tempo, con il materiale solido che costituisce il fondo. Si definisce *portata dominante* quel valore che, all'interno del regime di deflussi del corso d'acqua, risulta più significativo ai fini del modellamento dell'alveo.

Secondo recenti studi di Lamberti, Montefusco e Parisi condotti su 22 torrenti dell'alto bacino padano, esiste una stretta correlazione tra la portata dominante e la portata che individua l'inizio del trasporto solido:

$$Q_{dom} = 2,5 Q_{cr}^{0,9};$$

Applicando la formula al bacino in esame si ottiene per il bacino 30: $Q_{dom} = 11,22 \text{ m}^3/\text{s}$. Utilizzando i valori di portata liquida determinati con il modello idrologico numerico, si ottengono i rispettivi valori di portata solida e il volume di materiale solido trasportato durante un evento di piena del bacino idrografico, che tiene conto della variazione di portata e di trasporto solido nel corso dell'evento di piena (v. Tabella 18).

Tabella 18 – Trasporto solido valutato con la formula di Schoklitsch.

Bacino	Tr	$Q_c \text{ (m}^3/\text{s)}$	$Q_{S \text{ max}} \text{ (m}^3/\text{s)}$	$V_{st} \text{ (m}^3)$
30	100	5,3	0,025	37,4
	200	5,3	0,035	57,6
	500	5,3	0,049	89,6

4.4.1 Calcolo delle pendenze di equilibrio

Nei corsi d'acqua alpini e prealpini, la corrente idrica ha una capacità di trasporto superiore al solo apporto di materiale solido proveniente dall'erosione dei versanti e pertanto, nel tentativo di raggiungere una situazione di equilibrio in cui l'effettivo trasporto solido è pari alla capacità di trasporto, provoca erosioni di fondo e delle sponde dell'alveo.

A lungo termine il corso d'acqua tende a raggiungere una pendenza tale che, in ogni suo tratto, si instauri una condizione di *equilibrio dinamico* in cui la quantità di materiale solido da asportare, e trasportato verso valle, risulti all'incirca uguale a quello proveniente da monte. Questa pendenza viene denominata in letteratura "*di compensazione*".



Al concetto di equilibrio del profilo longitudinale in asse alveo si riallacciano sia Giandotti che Vicentini, che definiscono come pendenza di equilibrio “*quella pendenza per la quale la velocità dell'acqua è tale da non produrre movimenti sensibili di materiale solido*”.

Nell'ambito della sistemazione dei corsi d'acqua risulta fondamentale valutare la necessità di realizzare opere trasversali, in determinate sezioni, con lo scopo di contrastare l'instabilità altimetrica della linea di Thalweg e di trasformare il profilo naturale dell'alveo in una successione di ripiani a ciascuno dei quali compete una pendenza denominata di correzione o di sistemazione.

La pendenza di sistemazione si identifica, pertanto, con quel particolare valore di pendenza che l'alveo tenderà a raggiungere, attraverso fenomeni di deposito a tergo dei manufatti, proprio per effetto dell'intervento sistematorio. Detta pendenza potrà essere allora considerata di compensazione o di equilibrio a seconda dei fondamenti teorici sui quali si basa la sua deduzione.

Si definisce pendenza di equilibrio quel particolare valore della pendenza i_e in corrispondenza della quale in un alveo di forma nota, in cui viene convogliata una prefissata portata, è possibile arrestare il materiale di assegnate dimensioni.

Il problema delle valutazioni di questa grandezza può essere ricollegato a uno dei temi centrali dell'idraulica fluviale riguardanti il moto di correnti torbide in alvei erodibili e cioè allo studio del moto incipiente; quest'ultimo infatti, rendendo possibile un'interpretazione di alcuni aspetti della mobilità di un alveo, risulta utilizzabile per un tentativo di previsione di un assetto stabile dell'alveo stesso.

L'erosione che interessa con continuità un tratto di un torrente è il risultato dello squilibrio esistente tra la capacità di trasporto solido del corso d'acqua (funzione dell'azione di trascinarsi della corrente e cioè della pendenza motrice e del raggio idraulico – o, semplificando, della pendenza del fiume e dell'altezza d'acqua) – e la portata solida ad esso affluente dai versanti che è inferiore alla suddetta capacità.

Come azione di trascinarsi si è considerata:

$$\tau_0 = \gamma_w \cdot R \cdot i_f$$

che nel caso di sezioni rettangolari larghe diventa:

$$\tau_0 = \gamma_w \cdot y \cdot i_f$$

Il valore della tensione tangenziale critica si ricava invece dalla relazione:

$$\tau_{cr} = 0,06 \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_s$$

Uguagliando le due relazioni si ottiene la pendenza per la quale si ha inizio di trasporto solido per un dato diametro e per una data profondità della corrente. La relazione utilizzata è:

$$i_f = \frac{0,06 \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d_s}{\gamma_w \cdot y}$$

Osservando i sedimenti che si trovano all'interno dell'alveo del torrente del bacino 30, ovvero il corso d'acqua principale che affluisce nel fosso Colatore del Pilone, si è deciso di assumere come caratterizzazione granulometrica del torrente un range di valori che va da qualche centimetro fino a 30 centimetri; l'alveo presenta infatti depositi eterogenei caratterizzati da ghiaie sabbiose e limose con un corazzamento costituito da ciottoli anche decimetrici.

Come valori dei tiranti idrici si sono assunti quelli compresi in un range abbastanza ampio (variabile fra 0,75 m e 3 m). Sulla base dei sedimenti con dimensioni da 1 cm a 30 cm e dalle altezze d'acqua da 0.75 m a 3 m, si sono ottenute le pendenze di equilibrio visualizzate in Figura 12.

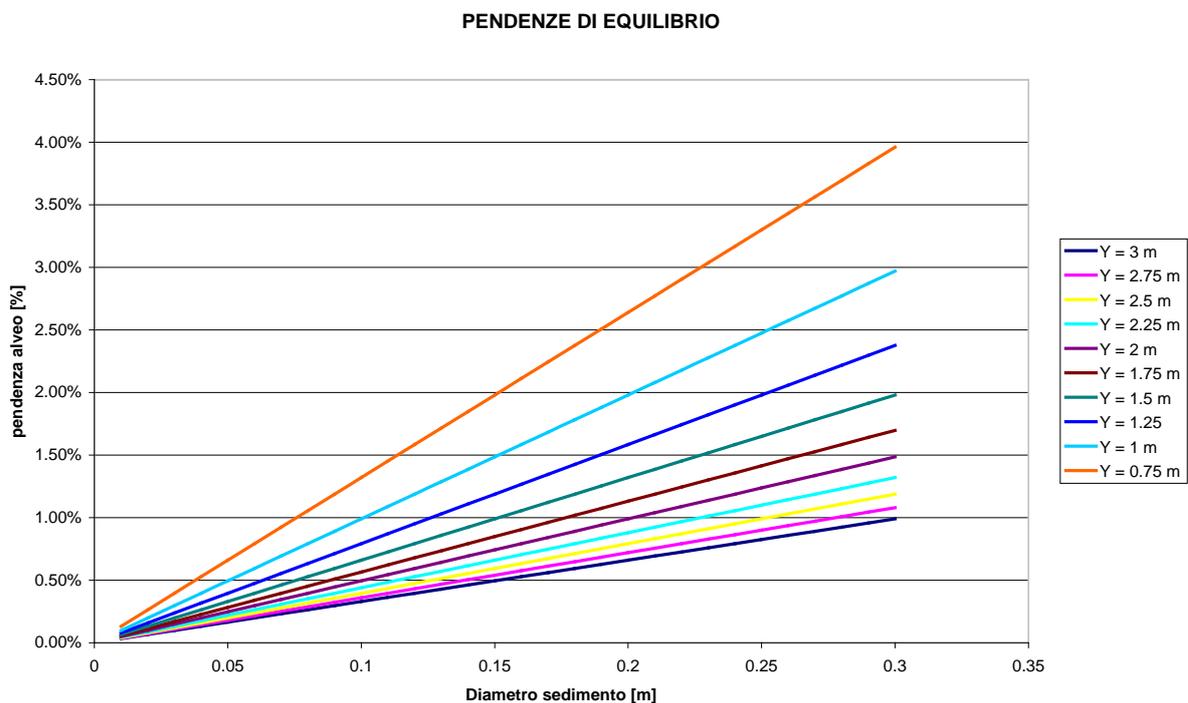


Figura 12 - Pendenze di equilibrio in funzione del parametro Y (profondità d'acqua).



4.5 SCELTA DELLA PORTATA DI VERIFICA

Dal confronto dei valori di portata massima ottenuti applicando le diverse metodologie descritte nei paragrafi § 4.2.3 e 4.3, si può notare come quelli ottenuti con il modello di calcolo numerico risultino molto simili a quelli derivanti dal metodo razionale (vedi Tabella 19). Il primo metodo è da ritenersi più rigoroso ed attendibile, poiché la trasformazione afflussi – deflussi tiene conto delle caratteristiche litologiche e di uso del suolo del bacino, nonché della sovrapposizione temporale degli idrogrammi di piena dei singoli sottobacini. Pertanto, nella successiva analisi idraulica si farà riferimento ai valori di portata determinati con il modello di calcolo numerico.

Scelta la metodologia di calcolo, bisogna valutare quale tra le simulazioni idrauliche condotte adottare per la verifica idraulica del Fosso Colatore del Pilone.

I valori ottenuti considerando un $CN(II)$ si riferiscono ad una condizione iniziale di umidità del suolo “media”; ciò significa che una parte delle precipitazioni dà vita a deflusso superficiale, mentre una parte viene persa nella parte iniziale dell'evento (per infiltrazione, intercettazione, evapotraspirazione,...). I valori ottenuti considerando un $CN(III)$ si riferiscono, invece, ad un evento in cui il bacino risulta completamente saturato dalle piogge precedenti: la quasi totalità degli afflussi origina un deflusso superficiale.

Tabella 19 – Portata al colmo per $T_r = 500$ anni: confronto tra le due metodologie.

Bacino Fosso Colatore	MODELLO NUMERICO		METODO RAZIONALE
	AMC II (s.p.)	AMC III	
Portata tratto finale	22,52	24,39	22,2

La condizione più cautelativa e realistica è quella relativa ad una umidità del suolo iniziale corrispondente alla AMC III, imposte le perdite iniziali non nulle, poiché si è già tenuto conto della saturazione del terreno nel parametro CN. La portata utilizzata nell'analisi idraulica fa riferimento a questa condizione; gli idrogrammi di piena sono riportati in ALLEGATO 7.

La *portata di verifica* da adottare nella successiva fase di analisi idraulica dovrebbe, però, tenere anche conto del contributo legato al trasporto solido. Eseguire, infatti, la verifica rispetto alla sola portata liquida implicherebbe sottostimare il carico idraulico. Inoltre, in occasione di eventi di particolare intensità, il trasporto solido rappresenta un elemento significativo, in grado di alterare le condizioni di deflusso (può comportare, ad esempio, parziale occlusione delle luci dei ponti, incrementare la capacità erosiva del corso d'acqua,...).

La portata solida cui fare riferimento è quella precedentemente determinata utilizzando la formula di Schoklitsch (§ 4.4) da cui si è ottenuto il volume totale che ipoteticamente potrebbe



essere movimentato dal torrente del bacino n. 30 durante eventi meteorici di notevole intensità. Data la morfologia del territorio e la distribuzione della rete idrografica, il contributo solido degli altri sottobacini risulta intercettato o depositato prima dell'ingresso nel Fosso Colatore.

Si evidenzia infatti, che al termine del Torrente del bacino 30, è stata recentemente costruita una vasca di sedimentazione di circa 50 m³; durante gli interventi realizzati a metà degli anni novanta sono state inoltre costruite altre vasche di sedimentazione: rispettivamente di 13 m³, 50 m³ e 18 m³ dislocate in punti differenti (Elaborato grafico n. 03).

A questo punto si precisa che le portate di trasporto solido calcolate provocherebbero, senza considerare la sedimentazione nelle vasche, al massimo un incremento di portata liquida di 0,05 m³/s (per eventi di piena liquida con Tr 200-500); dunque, sulla base di queste valutazioni, è preferibile effettuare una verifica idraulica del Fosso colatore con la portata liquida in condizioni di umidità CN AMC III, ovvero la più gravosa (rispetto alla condizione AMC II provoca un incremento di portata liquida pari a circa 4 m³/s) e considerare disgiuntamente il fenomeno di trasporto solido in termini di volumi, verificando la capacità di accumulo delle vasche esistenti, poste a monte del Fosso Colatore stesso.



5. ANALISI IDROLOGICA: BACINO 13 (LOCALITÀ GRANGIOTTO)

In questo paragrafo si descrive la metodologia adottata per calcolare le portate alla sezione di chiusura del bacino n. 13, in modo tale da valutare la pericolosità idraulica e la compatibilità dell'area A2.

Poiché il bacino in oggetto presenta caratteristiche idrologiche, sia in termini di aspetti fisiografici che pluviometrici, analoghe a quelle calcolate per il Fosso Colatore, si procede con il criterio della "similitudine idrologica".

Le portate misurate in una assegnata sezione di un corso d'acqua sono il risultato di processi idrologici che avvengono nel bacino idrografico ad essa sotteso. Il trasferimento di questa informazione ad altre sezioni del medesimo corso d'acqua o di corsi d'acqua idrologicamente simili appare complesso, a meno di non individuare dei criteri di similitudine idrologica che generalmente derivano da indagini di tipo regionale.

In questo caso, data la vicinanza fra il bacino idrografico del Fosso Colatore del Pione e il bacino idrografico n. 13 si è deciso di adottare il metodo della similitudine idrologica andando a calcolare il contributo unitario di portata ottenuto sul bacino del Fosso Colatore e moltiplicandolo per la superficie del bacino idrografico n. 13; si ottengono quindi le portate liquide riportate nella Tabella 20.

Tabella 20 – Portate al colmo del torrente del bacino 13 ottenute tramite similitudine idrologica.

Bacino	T _r	Q _{max} (m ³ /s)		
		CN (II)	CN (II) I _a =0	CN (III)
Contributo unitario	100	2,34	6,20	6,32
	200	3,10	7,19	7,57
	500	4,28	8,66	9,38
13 (superficie = 0,187 km ²)	100	0,44	1,16	1,18
	200	0,58	1,34	1,41
	500	0,80	1,62	1,75



6. ANALISI IDRAULICA DEL CANALE DEL FOSSO COLATORE

6.1 FINALITÀ DELL'ANALISI

Il presente studio ha lo scopo principale di verificare la pericolosità idraulica connessa agli eventi di piena lungo il Fosso Colatore del Pilone, al fine di determinare la compatibilità idraulica di alcune aree di possibile espansione urbanistica.

Sulla base delle risultanze dello studio idrologico e della topografia di dettaglio appositamente elaborata, è stato allestito un modello numerico per il corso d'acqua, secondo l'approccio idraulico delle correnti in moto permanente in alveo a sezione gradualmente variabile. La procedura di calcolo utilizzata è basata sulla risoluzione dell'equazione monodimensionale di bilancio energetico ed è nota in letteratura come *Standard Step Method*. Il codice di calcolo con cui è stato allestito il modello è HEC-RAS 3.1.1, derivato dal noto codice HEC-2 sviluppato negli Stati Uniti dal U.S. Army Corps of Engineers.

L'analisi idraulica è stata eseguita con le portate di piena con tempi di ritorno di 100, 200 e 500 anni al fine di valutare la compatibilità delle infrastrutture esistenti e individuare gli interventi necessari per l'adeguamento degli stessi, in veste preliminare.

6.2 METODOLOGIA DI ANALISI

In questa sede interessa, in particolar modo, evidenziare l'eventuale esondazione da parte del fosso colatore per eventi particolarmente intensi, per individuare e suggerire azioni di miglioramento alle condizioni di deflusso. Inoltre, risulta utile identificare la causa di eventuali criticità, per poter suggerire azioni mirate alla loro eliminazione o alla mitigazione dei conseguenti effetti.

L'analisi, condotta mediante un modello di calcolo numerico consente la caratterizzazione idrodinamica della corrente in condizioni di piena, rappresentata dai livelli idrici e dalle velocità di deflusso all'interno dell'alveo inciso e delle aree golenali. Risulta possibile, inoltre, analizzare il profilo del pelo libero e come questo interagisca con le infrastrutture.

6.2.1 Descrizione del modello di calcolo utilizzato

6.2.1.1 Metodologia di calcolo per la verifica in moto permanente

A seconda della modalità con cui si propaga l'onda di piena, delle reali esigenze di precisione dei risultati e della disponibilità di dati, si possono seguire diversi approcci per la rappresentazione del fenomeno.



La maggior parte dei modelli di propagazione si basano direttamente sulle equazioni differenziali che descrivono il moto vario di una corrente a pelo libero, dipendente sia dallo spazio sia dal tempo (equazioni di De Saint Venant). Spesso, però, risulta lecito trascurare in tali equazioni alcuni termini per pervenire a modelli semplificati, in moto permanente, che tuttavia sono in grado di riprodurre il fenomeno in modo soddisfacente per gli scopi pratici.

Per eseguire la verifica idraulica è stato utilizzato il modello di calcolo HEC – RAS (River Analysis System), elaborato dall'Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers. Il software consente di effettuare i calcoli in moto permanente monodimensionale per una rete di canali (artificiali o naturali), ipotizzata una portata costante nel tempo e lungo il tratto d'alveo considerato. In particolare, risulta utile per il calcolo dei profili in moto permanente in regime di corrente lenta, veloce o mista.

La sua affidabilità è riconosciuta a livello internazionale ed è applicato in tutto il mondo. Il modello, oltre a fornire i profili dei corsi d'acqua per portate con diversi tempi di ritorno, consente di valutare gli effetti indotti sulla corrente da ostacoli ed infrastrutture presenti in alveo (ad esempio, ponti, traverse, restringimenti...).

La procedura si basa sulla soluzione dell'equazione monodimensionale dell'energia, nota come Standard Step Method. Le perdite valutate sono quelle di attrito e quelle generate dalla contrazione – espansione della sezione. Imposte le condizioni al contorno (di valle o di monte, a seconda del regime presente nel corso d'acqua) e la portata rispetto cui si vuole effettuare la verifica, il modello di calcolo determina l'andamento del profilo del pelo libero nel canale.

6.2.1.2 Procedura di calcolo

Nello studio di una corrente gradualmente varia in alvei non prismatici, quali quelli naturali, la limitazione maggiore deriva dall'aver a disposizione informazioni relative solo ad un numero piuttosto contenuto di sezioni trasversali del corso d'acqua. Inoltre, per questi alvei non sono applicabili le usuali procedure di calcolo che prevedono la definizione della scala di deflusso o di altri parametri ipotizzati invarianti lungo lo sviluppo longitudinale dell'alveo.

Ne consegue che per determinare l'andamento del profilo del pelo libero lungo un tratto d'alveo è necessario procedere per tentativi e successive approssimazioni, assegnate le adeguate condizioni al contorno (di valle o di monte) in ragione del tipo di regime caratterizzante la corrente.

Per determinare l'altezza della corrente in ogni sezione, la procedura iterativa utilizza le seguenti relazioni:



$$Z_1 + \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2 \cdot g} = Z_2 + \frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2 \cdot g} + h_e + h_f$$

$$h_e = L \cdot i_f$$

$$h_f = C \cdot \left| \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{2 \cdot g} - \frac{\alpha_2 \cdot V_2^2}{2 \cdot g} \right|$$

dove: Z_1 e Z_2 rappresentano le quote assolute della superficie libera agli estremi del tratto; V_1 e V_2 la velocità media nella sezione, riferita agli estremi del tratto; g è l'accelerazione di gravità; h_e sono le perdite distribuite di energia e h_f le perdite di energia concentrate; L è la lunghezza del tratto considerato; i_f la pendenza di fondo nel tratto; C il coefficiente di perdita per espansioni e/o contrazioni localizzate; α_1 e α_2 sono i coefficienti di Coriolis, funzione della distribuzione di velocità.

Il modello di calcolo numerico, imposta la portata defluente in alveo e le condizioni al contorno, applica il sistema sopra esposto a due sezioni adiacenti (partendo da monte o da valle, a seconda del regime di corrente ipotizzato) e lo risolve iterativamente, per determinare l'altezza del pelo libero in ciascuna di esse. Il processo di calcolo, quindi, prosegue analogamente per coppie di sezioni successive, fino a interessare tutte le sezioni utilizzate per definire la geometria. In questo modo, risulta possibile determinare il profilo del pelo libero per il tratto d'alveo considerato.

Il codice di calcolo consente la suddivisione della corrente in rami paralleli, in modo da poter simulare il deflusso, oltre che nell'alveo, anche nelle aree golenali laterali, che possono essere caratterizzate con diversi indici di scabrezza.

Nei calcoli possono, inoltre, essere considerati gli effetti dovuti alla presenza di infrastrutture "puntuali", quali i ponti, i sottopassi ed i manufatti a paratoie. Il modello, in questo caso, valuta la perdita d'energia, dovuta alla presenza delle infrastrutture, suddividendola in tre parti: la perdita per espansione del flusso, che si registra nel tratto immediatamente a valle; la perdita per contrazione del flusso, a monte della struttura; e quella (determinata con diversi possibili approcci) che si verifica in corrispondenza dell'infrastruttura stessa.

6.2.1.3 Parametri di sensitività

Per sviluppare un modello numerico che abbia un sufficiente grado di accuratezza, sensitività e stabilità di calcolo, occorre nella maggioranza dei casi cercare il migliore compromesso tra i diversi parametri che rientrano nella simulazione, sempre tenendo presente quali sono i limiti delle equazioni utilizzate per simulare il moto.

Dando per scontato che la geometria del corso d'acqua e delle strutture interferenti, che i coefficienti di scabrezza, nonché le condizioni al contorno utilizzate per implementare il modello



siano tutti parametri corretti, al termine del calcolo è opportuno sempre effettuare un'analisi di sensitività al fine di determinare qual è l'incertezza del calcolo effettuato, essendo la stessa insita nell'utilizzo sia degli schemi matematici che riproducono fenomeni naturali, sia della valutazione dei parametri fisici.

L'analisi di sensitività numerica è stata effettuata attraverso la valutazione dell'influenza dell'utilizzo, o meno, delle aree ineffettive al moto definita nella sezione di approccio alla struttura così come proposto dal codice di calcolo. Sono state inoltre utilizzati diversi metodi di calcolo del profilo idraulico, tra cui quello dell'energia e del momento.

Riguardo l'analisi di sensitività ai parametri fisici, questa si effettua variando alcuni parametri idraulici e geometrici del modello matematico al fine di testare le incertezze della soluzione. I parametri considerati nell'analisi e che sono stati fatti variare sono:

- il coefficiente di scabrezza;
- la spaziatura delle sezioni trasversali;
- i coefficienti utilizzati per i ponti o sottopassi.

E' emerso che nessuno di essi ha una sostanziale influenza nei calcoli effettuati, purché la sua variazione sia contenuta in un ordine accettabile.

La spaziatura delle sezioni (intesa sia come distanza tra due sezioni successive che come ampiezza trasversale della singola sezione) risulta adeguata alla descrizione del fenomeno di piena; a tal fine sono state inserite sezioni interpolate per ottenere un modello maggiormente stabile dal punto di vista numerico nei tratti in cui si è riscontrata la presenza di fenomeni idraulici particolari, quali risalti idraulici o rigurgiti.

In definitiva, il modello numerico implementato costituisce un'adeguata schematizzazione del deflusso di piena e i risultati ottenuti possono essere ritenuti affidabili, in relazione alla schematizzazione matematica adottata.

6.2.2 Rilievi topografici del corso d'acqua

Le sezioni sulle quali si è basato il modello numerico sono quelle del progetto dell'adeguamento idraulico del Fosso Colatore del Pilone: in seguito ai sopralluoghi effettuati si sono però riscontrate delle difformità fra le sezioni di progetto e quelle effettivamente realizzate (elaborato grafico n. 04 e 05), sulla base delle quali è stata corretta e aggiornata la geometria del modello numerico.

6.2.3 Resistenza al moto e condizioni al contorno

La definizione delle condizioni di resistenza al moto in alveo ed in golena avviene introducendo dei coefficienti di scabrezza, caratterizzati da adeguati valori del parametro n di Manning, espresso in $s/m^{1/3}$.



In generale, tale coefficiente dipende dalla granulometria del materiale presente in alveo, dalla regolarità delle sezioni, dall'andamento planimetrico del corso d'acqua, dalle caratteristiche idrauliche delle sponde e dalla possibilità che il materiale di fondo subisca fenomeni di trasporto. Esistono alcune formulazioni che consentono di determinare il coefficiente di scabrezza note le caratteristiche medie del materiale presente in alveo, facendo ricorso a espressioni logaritmiche derivate dalla teoria della turbolenza.

In questo caso il Fosso colatore del Pilone risulta essere rivestito in cls e quindi la sua scabrezza risulta di facile determinazione (v. Tabella 21).

Tabella 21 – Parametro n di Manning ($s/m^{1/3}$) per la caratterizzazione del coefficiente di scabrezza.

Corso d'acqua	Golene	Alveo
Fosso Colatore del Pilone	0,02 - 0,05	0,012

Poiché le simulazioni idrauliche sono state condotte in regime di corrente "mista", per tenere conto di passaggi di corrente veloce a lenta e viceversa, sono state introdotte anche condizioni al contorno a monte, sulla base dell'altezza di moto uniforme derivante dalla pendenza del tratto in esame.

6.3 SIMULAZIONI E RISULTATI DELLE ANALISI IDRAULICHE

6.3.1 Applicazione del modello numerico

L'analisi idraulica è stata condotta con le portate calcolate per tempi di ritorno di 100, 200 e 500 anni in condizioni di umidità CN AMC III:

- *SIMULAZIONE 01*: tempo di ritorno = 100 anni;
- *SIMULAZIONE 02*: tempo di ritorno = 200 anni;
- *SIMULAZIONE 03*: tempo di ritorno = 500 anni.

Il modello di calcolo numerico permette di determinare diverse variabili idrauliche: il profilo di deflusso, l'altezza e la velocità della corrente in prossimità delle infrastrutture di attraversamento, l'altezza del rigurgito provocata dai ponti e le principali caratteristiche idrauliche della corrente.

Nei successivi paragrafi si riportano i principali risultati ottenuti dall'applicazione della procedura. I risulta completi sono presentati negli ALLEGATI alla presente relazione.

I parametri riassunti nelle tabelle sono i seguenti:

- A) *River Sta* : sezione di calcolo;
- B) Q_{Total} (m^3/s) : portata totale;
- C) *Leeve El L* (m): altezza dell'argine sinistro;
- D) *Leeve El R* (m): altezza dell'argine destro;
- E) *Min Ch El* (m s.l.m.) : quota minima della sezione (fondo alveo);
- F) *W.S. Elev.* (m s.l.m.) : quota del livello della corrente;
- G) *Crit W.S.* (m s.l.m.) : altezza critica della corrente;
- H) *E.G. Elev.* (m s.l.m.): carico totale per un assegnata profondità della corrente;
- I) *Vel Chnl* (m/s) : velocità della corrente;
- J) *Flow Area* (m^2): area di deflusso della corrente;
- K) *Froude*: numero adimensionale di Froude.

6.3.2 Sintesi dei risultati ottenuti

Prima di analizzare i risultati ottenuti è bene evidenziare che la geometria della sezione del Fosso Colatore del Pilone è tale per cui le esondazioni interessano in modo molto più evidente il terreno in sponda sinistra; in sponda destra è presente infatti un argine in calcestruzzo continuo che sovrasta la sponda, impedendo l'esondazione in sponda destra.

Nella Figura 13 è riportato uno schema planimetrico delle sezioni inserite nel modello idraulico.

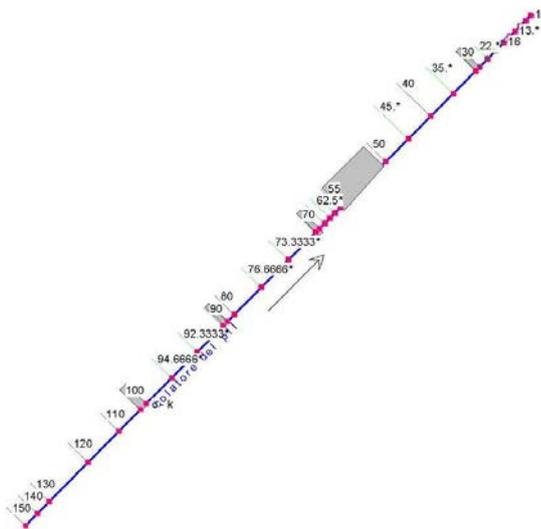


Figura 13 – Planimetria con sezioni del Fosso Colatore del Pilone utilizzate nel modello numerico.

Dalle simulazioni effettuate si è riscontrato dunque che per un tempo di ritorno pari a 100 anni la portata è sempre contenuta nel Fosso Colatore, tranne che per l'ultimo tratto, a valle di via Val Della Torre, dove si evidenzia la fuoriuscita della portata in sponda sinistra.

Per un tempo di ritorno di 200 anni inizia ad essere evidente la tracimazione dell'acqua, che avviene in più punti; l'esonazione interessa tuttavia solo la sponda sinistra; solo per il tratto oltre la strada comunale di Caselette l'esonazione interessa anche la sponda destra ma, in questo tratto, la portata fuoriuscita non affluisce verso l'area A1, ma defluisce verso il Lago Inferiore di Caselette. Si riscontrano inoltre problemi di rigurgito su quasi tutti gli attraversamenti esistenti, alcuni dei quali entrano in pressione.

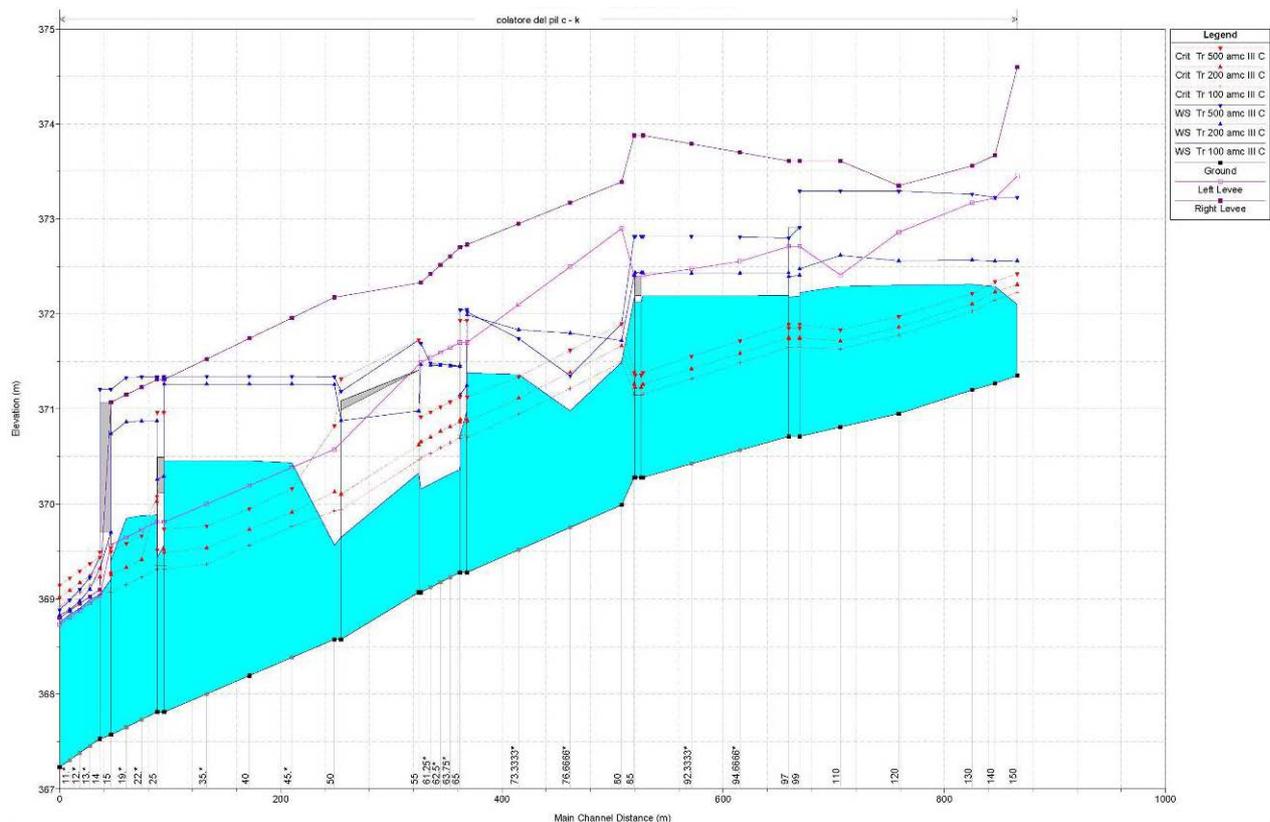


Figura 14 – Profilo di piena lungo il Fosso Colatore per portate con Tr di 100, 200 e 500 anni.

Per un tempo di ritorno di 500 anni la situazione è simile a quella riscontrata con una portata con tempo di ritorno di 200 anni: l'esonazione diventa pressoché uniforme in sponda sinistra, mentre la sponda destra viene interessata solo nel tratto terminale, coinvolgendo anche la strada comunale di Caselette. Si riscontrano problemi di rigurgito su quasi tutti gli attraversamenti, con qualche caso di sormonto nel tratto terminale. Anche in questo caso la

portata fuoriuscita in sponda destra non affluisce direttamente all'area d'interesse A1, ma defluisce verso il Lago Inferiore di Caselette.

In Figura 14 si riporta il profilo del Fosso colatore con i profili di piena per i tempi di ritorno pari a 100, 200 e 500. In Figura 15 e in Tabella 14 sono riportati la sezione e i relativi parametri idraulici caratteristici del tratto del Fosso Colatore nel quale si immette il torrente del bacino 30. Nella sezione si nota che il livello idraulico per le varie portate è sempre contenuto dalla sponda destra, mentre in sponda sinistra è più alto del piano campagna per portate con tempo di ritorno pari a 200 e 500 anni.

In ALLEGATO 8, ALLEGATO 9 e ALLEGATO 10 sono riportate interamente i risultati delle simulazioni per i diversi tempi di ritorno, comprensive di profilo longitudinale, sezioni trasversali e tabelle numeriche dei parametri idraulici.

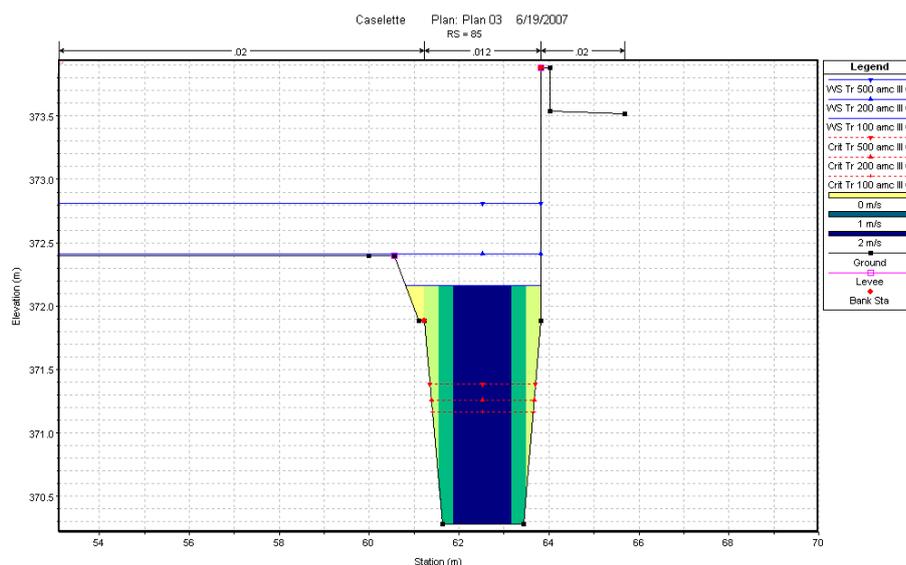


Figura 15 - Sezione rappresentativa del Fosso Colatore del Pilone nella quale si ha l'immissione del torrente del bacino 30.

Tabella 22 – Risultati delle simulazioni effettuate con le portate per i diversi tempi di ritorno nelle sezioni nell'intorno dell'immissione del torrente del bacino 30.

HEC-RAS Plan: Plan 02 Locations: User Defined

River	Reach	River Sta	Profile	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
colatore del pil	c - k	90	Tr 100 amc III C	4.96	370.28	372.19	371.16	372.26	0.000252	1.14	4.42	3.05	0.28
colatore del pil	c - k	90	Tr 200 amc III C	5.83	370.28	372.43	371.26	372.49	0.000223	1.14	7.16	63.83	0.26
colatore del pil	c - k	90	Tr 500 amc III C	7.11	370.28	372.82	371.38	372.82	0.000035	0.49	31.61	63.83	0.10
colatore del pil	c - k	87	Bridge										
colatore del pil	c - k	85	Tr 100 amc III C	4.96	370.28	372.16	371.16	372.23	0.000266	1.16	4.33	3.02	0.29
colatore del pil	c - k	85	Tr 200 amc III C	5.83	370.28	372.41	371.26	372.48	0.000244	1.19	5.59	63.83	0.28
colatore del pil	c - k	85	Tr 500 amc III C	7.11	370.28	372.61	371.38	372.82	0.000035	0.49	31.52	63.83	0.10
colatore del pil	c - k	80	Tr 100 amc III C	13.58	369.99	371.49	371.49	372.16	0.002950	3.61	3.76	2.80	1.00
colatore del pil	c - k	80	Tr 200 amc III C	16.16	369.99	371.72	371.66	372.41	0.002755	3.67	4.40	2.89	0.95
colatore del pil	c - k	80	Tr 500 amc III C	19.95	369.99	371.90	371.90	372.73	0.003135	4.05	4.93	2.96	1.00



7. COMPATIBILITÀ IDRAULICA DELLE PREVISIONI DEL P.R.G.C.

In questo paragrafo si descrive la compatibilità idraulica delle previsioni di espansione urbanistica dell'area A1 e dell'area A2 a seguito delle simulazioni idrauliche condotte, evidenziando le possibili situazioni di rischio connesse a fenomeni di esondazione; vengono inoltre fornite indicazioni sulle misure da adottare al fine di rendere compatibili le previsioni degli strumenti urbanistici vigenti con lo stato dei dissesti presenti o potenziali, con una stima delle priorità, ai sensi dell'art. 18 comma 3 delle Norme di Attuazione del PAI

7.1 NORME SPECIFICHE DEL PRGC PER LE AREE ESONDABILI

Ai sensi e per gli effetti della legge 183/89 e della L.R. 56/77, il piano individua le zone ove, per le condizioni di rischio di calamità naturali, si rende opportuno sottoporre la attività edilizia a speciali norme ai fini di assicurare un livello di sicurezza adeguato rispetto ai fenomeni alluvionali, nonché di difesa e di tutela del suolo e dell'ambiente.

7.1.1 Definizione delle classi di pericolosità Ee, Eb ed Em

Per il tracciamento delle aree in dissesto legate alla dinamica fluviale e torrentizia (aree esondabili) si devono distinguere tre livelli di intensità/pericolosità riportati negli "Indirizzi per l'attuazione del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) nel settore Urbanistico" della Regione Piemonte, che precisamente sono:

- (Ee) Intensità/Pericolosità molto elevata: aree inondabili da acque con elevata energia e tiranti ingenti (indicativamente $h > 40$ cm), caratterizzata dalla presenza di rilevanti fenomeni di erosione/deposito (trasporto solido, solchi e tracce d'erosione, divagazione d'alveo, riattivazione di canali abbandonati, ecc.); aree ad alta probabilità di inondazione (indicativamente con Tr 20 – 50 anni) sulla scorta di specifiche verifiche idrauliche.
- (Eb) Intensità/pericolosità elevata: aree inondabili da acque con tiranti ingenti (indicativamente $h > 40$ cm), caratterizzate dalla presenza di modesti fenomeni di erosione/deposito; aree a moderata probabilità di inondazione (indicativamente con Tr 100 – 200 anni) sulla scorta di specifiche verifiche idrauliche.
- (Em) Intensità/Pericolosità media/moderata: aree inondabili, esterne alle precedenti, individuate su evidenze morfologiche; aree inondabili da acque con bassa energia e/o tiranti modesti (indicativamente $h < 40$ cm) legate ad esondazione del reticolo artificiale di pianura oppure ad allagamenti dovuti a difficoltà di drenaggio in settori disgiunti dai corsi



d'acqua naturali; aree a bassa probabilità di inondazione (indicativamente con Tr 300 – 500 anni).

7.1.2 Definizione delle classi di idoneità ai sensi circ. 7/LAP 1996

Per l'individuazione dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica, nella Circolare P.G.R. 8 maggio 1996 n. 7/LAP, vengono proposte tre classi di idoneità:

- Classe I – Comprende le porzioni di territorio dove le condizioni di pericolosità geomorfologica sono tali da non porre limitazioni alle scelte urbanistiche: gli interventi sia pubblici che privati sono di norma consentiti nel rispetto delle prescrizioni del D.M. 11/03/88.
- Classe II – Comprende le porzioni di territorio nelle quali le condizioni di moderata pericolosità geomorfologica possono essere agevolmente superate attraverso l'adozione e il rispetto di modesti accorgimenti tecnici (ai sensi del D.M. 11/03/88), realizzabili nell'ambito del singolo lotto edificatorio o dell'intorno significativo circostante. Tali interventi non dovranno incidere negativamente sulle aree limitrofe, né condizionare la propensione all'edificabilità. Sono compresi i territori soggetti a modesti allagamenti dovuti all'azione antropica sul reticolato minore, con altezze d'acqua di pochi centimetri (max 30-40 cm), e alle aree di pianura limitrofe a linee di drenaggio minori (acque non classificate, canali irrigui, fossi, ...), per le quali si evidenzia la necessità di interventi manutentivi (pulizia dell'alveo, rivestimenti alveo, adeguamento attraversamenti, ...) e nelle quali il rischio di inondabilità sia legato esclusivamente alla scarsa manutenzione. Alcuni settori compresi in fascia C nel PSFF e nel PAI potranno essere compresi nella Classe II in seguito a motivate considerazioni puntuali.
- Classe III – Comprende porzioni di territorio nelle quali gli elementi di pericolosità geomorfologica e di rischio, derivanti dall'urbanizzazione dell'area, sono tali da impedirne l'utilizzo qualora edificate, richiedendo la previsione di interventi di riassetto territoriale a tutela del patrimonio esistente:
 - o *Classe IIIa*) porzioni di territorio inedificate che presentano caratteri geomorfologici o idrogeologici che le rendono inidonee a nuovi insediamenti.
 - o *Classe IIIb*) porzioni di territorio edificate nelle quali gli elementi di pericolosità geologica e di rischio sono tali da imporre in ogni caso interventi di riassetto territoriale di carattere pubblico a tutela del patrimonio urbanistico esistente. In assenza di tali interventi di riassetto saranno consentite solo trasformazioni che non aumentino il carico antropico; nuove opere e nuove costruzioni saranno ammesse

solo a seguito dell'attuazione di interventi di riassetto e dell'avvenuta eliminazione e/o minimizzazione della pericolosità. Viene proposta inoltre la seguente distinzione:

Classe IIIb ₁	Aree in cui l'attuazione delle previsioni urbanistiche è sospesa sino alla verifica della validità delle opere esistenti con successiva prevista trasformazione in una delle classi IIIb successive.
Classe IIIb ₂	A seguito della realizzazione delle opere sarà possibile la realizzazione di nuove edificazioni, ampliamenti o completamenti.
Classe IIIb ₃	A seguito della realizzazione delle opere di riassetto sarà possibile solo un modesto incremento del carico antropico. Da escludersi nuove unità abitative e completamenti.
Classe IIIb ₄	Anche a seguito della realizzazione di opere di sistemazione, indispensabili per la difesa dell'esistente, non sarà possibile alcun incremento antropico.

- o *Classe IIIc*) porzioni di territorio edificate ad alta pericolosità geomorfologica e ad alto rischio, per le quali non è proponibile un'ulteriore utilizzazione urbanistica neppure per il patrimonio esistente, rispetto al quale dovranno essere adottati i provvedimenti di cui alla L. 9/7/1908 n.445. Sono ammesse tutte le opere di sistemazione idrogeologica, di tutela del territorio e difesa del suolo.

7.1.3 Passaggio dalle classi di pericolosità alle classi di idoneità

Vengono di seguito riportate le proposte di classificazione da adottare nella *carta di sintesi dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica*, che sarà redatta ai sensi della Circolare P.G.R. n. 7/LAP/96 e successiva N.T.E./99 dal geologo incaricato, in funzione dei dissesti rilevati.

Le classificazioni proposte nelle successive tabelle sono da intendersi come indicazioni di riferimento. Eventuali scelte differenti, più cautelative o più permissive, vanno adeguatamente giustificate sulla scorta dei dati emergenti dell'indagine effettuata.

Tabella 23 – Dissesti legati alla dinamica fluviale e torrentizia

Tipi di processi prevalenti	Intensità del processo/Pericolosità	Codice	Classi 7/LAP
Lineari	Molto elevata	Ee _L	IIIa, IIIc, IIIb
	Elevata	Eb _L	IIIa, IIIc, IIIb
	Media/moderata	Em _L	IIIa, IIIc, IIIb
Areali	Molto elevata	Ee _A	IIIa, IIIc, IIIb
	Elevata	Eb _A	IIIa, IIIc, IIIb
	Media/moderata	Em _A	IIIind., IIIa, IIIb, II



7.1.4 Classificazione delle aree all'interno della fasce fluviali

Ai sensi della Circolare 7/LAP occorre seguire la seguente classificazione delle fasce A, B, C individuate nel Piano Stralcio Fasce Fluviali e nel PAI:

- **Fascia A:** tale fascia può contenere aree classificabili nelle classi III, IIIa e IIIc.
- **Fascia B:** tale fascia può contenere aree classificabili nelle classi III, IIIa, IIIc e IIIb, quest'ultima esclusivamente nel caso di porzioni di territorio occupate da centri abitati. Nelle aree in fascia B non potranno essere previste nuove edificazioni, fatto salvo quanto previsto per le aree e le attività ad uso agricolo.
- **Fascia C:** tale fascia può contenere aree classificabili nelle classi III, IIIa, IIIc, IIIb e II. Per le aree inserite in Classe IIIb, le opere di riassetto e di protezione dovranno risultare in sintonia con quanto indicato dalle norme di Attuazione del PAI; Nella classe II la realizzazione di nuove opere ed edificazioni verrà condizionata da specifiche indicazioni contenute nelle N.d.A. del P.R.G.C., affinché le stese risultino compatibili con la piena di riferimento e non costituiscano un aumento del rischio per gli edifici esistenti.
- **Fascia C separata dalla Fascia B con limite di progetto:** l'indagine di dettaglio può individuare all'interno aree classificabili in Classe III, IIIa, IIIc, IIIb, II; in tale fascia varranno le prescrizioni previste per le aree in fascia C.

7.2 COMPATIBILITÀ IDRAULICA DELL'AREA A1 - FOSSO COLATORE DEL PILONE

Nell'ambito della verifica di compatibilità idraulica delle previsioni del P.R.G.C. di Caselette, è stata valutata la situazione di rischio idraulico dell'area A1, connessa alla presenza del Fosso Colatore del Pilone.

7.2.1 Valutazione della pericolosità idraulica

Per le aree in sinistra idrografica del Fosso Colatore del Pilone, dove le simulazioni idrauliche hanno evidenziato che si possono verificare esondazioni per tempi di ritorno di superiori a 100 anni, con tiranti idraulici localizzati anche superiori a 40 cm, ma con velocità e fenomeni di erosione/deposito modesti, può essere assunta una classe di pericolosità di tipo Eb – pericolosità elevata, in particolare nel settore più prossimo al torrente Piana. Dai sopralluoghi condotti la criticità è imputabile alla conformazione dell'alveo del fosso colatore, dalla quota della strada adiacente e dalla quota del piano campagna in sinistra idrografica. Tale situazione è in particolare connessa anche alla presenza attraversamenti sopra al fosso colatore che ne riducono la capacità di deflusso.

Per quanto concerne l'area in sponda destra del Fosso colatore del Pilone, e in particolare l'area d'interesse A1, si osserva che essa potrebbe essere coinvolta solo marginalmente dalle



acque del canale per portate con tempi di ritorno prossimi ai 500 anni, a seguito della tracimazione in corrispondenza degli attraversamenti che danno accesso ai terreni posti in sinistra del Fosso Colatore, dove sussiste un'interruzione dell'argine presente lungo tutta la sponda destra. Per tale assetto idraulico, durante eventi meteorici eccezionali, l'acqua esondata in sinistra idrografica potrebbe, scorrendo sopra tali attraversamenti, raggiungere anche l'area in esame A1.

Un'altra situazione di criticità potrebbe essere quella apportata dal conoide del torrente connesso al bacino numero 30; tuttavia si riscontra che nel tratto a monte della vasca di sedimentazione, che costituisce peraltro un volume di accumulo di circa 50 m³, il torrente presenta una pendenza dell'ordine del 2,5%, costituendo dunque una zona di naturale deposito. Data quindi la particolare conformazione pianeggiante del territorio in prossimità del torrente, destinata a prato, un'eventuale diversione dell'alveo del torrente sul conoide, comporterebbe l'allagamento di tali aree in sinistra del fosso colatore, con possibilità di espansione e conseguente laminazione delle portate e deposito di materiale solido, anche per volumi superiori ai 50 m³ della vasca presente prima dell'immissione nel Fosso Colatore. Risulta quindi poco probabile il coinvolgimento dell'area A1 da parte di fenomeni torrentizi connessi al bacino 30.

Dalle analisi condotte, l'area A1 può quindi essere classificata come Em – area a pericolosità moderata, in cui la probabilità di inondazione da parte del reticolo idrografico secondario è molto bassa, con tempi di ritorno prossimi a 500 anni e con tiranti inferiori a 40 cm, nonché con velocità molto modeste e scarsi fenomeni erosivi e deposizionali. Gli allagamenti potrebbero essere determinati piuttosto da difficoltà di drenaggio delle acque in corrispondenza di fenomeni pluviometrici molto intensi, per la particolare conformazione morfologica dell'area; tale situazione di pericolosità modesta, trova tuttavia soluzione con adeguate opere di raccolta e collettamento delle acque di tipo fognario, da attuarsi contestualmente all'urbanizzazione dell'area stessa.

7.2.2 Interventi per rendere compatibile l'area A1 con le previsioni del PRGC

L'intervento prioritario da attuarsi per ridurre ulteriormente la situazione di rischio idraulico dell'area A1 durante eventi idrologici particolarmente intensi che potrebbero interessare il Fosso Colatore del Pilone, consiste nel garantire la continuità arginale della sponda destra del Fosso Colatore, anche lungo gli attraversamenti esistenti che danno accesso ai campi in sponda sinistra. Le opere necessarie sarebbero di basso costo economico e minimo impatto ambientale, poiché sarebbe sufficiente realizzare dei dossi artificiali di altezza minima pari a 30-40 cm in corrispondenza degli attraversamenti esistenti prospicienti l'area A1 (4 attraversamenti), di cui si riporta un'illustrazione in

Figura 16, Figura 17, Figura 18, Figura 19 e Figura 20. Tali dossi permetterebbero anche nel caso di un evento meteorico eccezionale di contenere l'esondazione del Fosso Colatore del Pilone in sinistra idrografica, dove è presente un'estesa area di laminazione, scongiurando quindi il coinvolgimento della strada comunale di Caselette e delle aree poste in sponda destra, tra cui l'Area A1, peraltro già in parte urbanizzate.

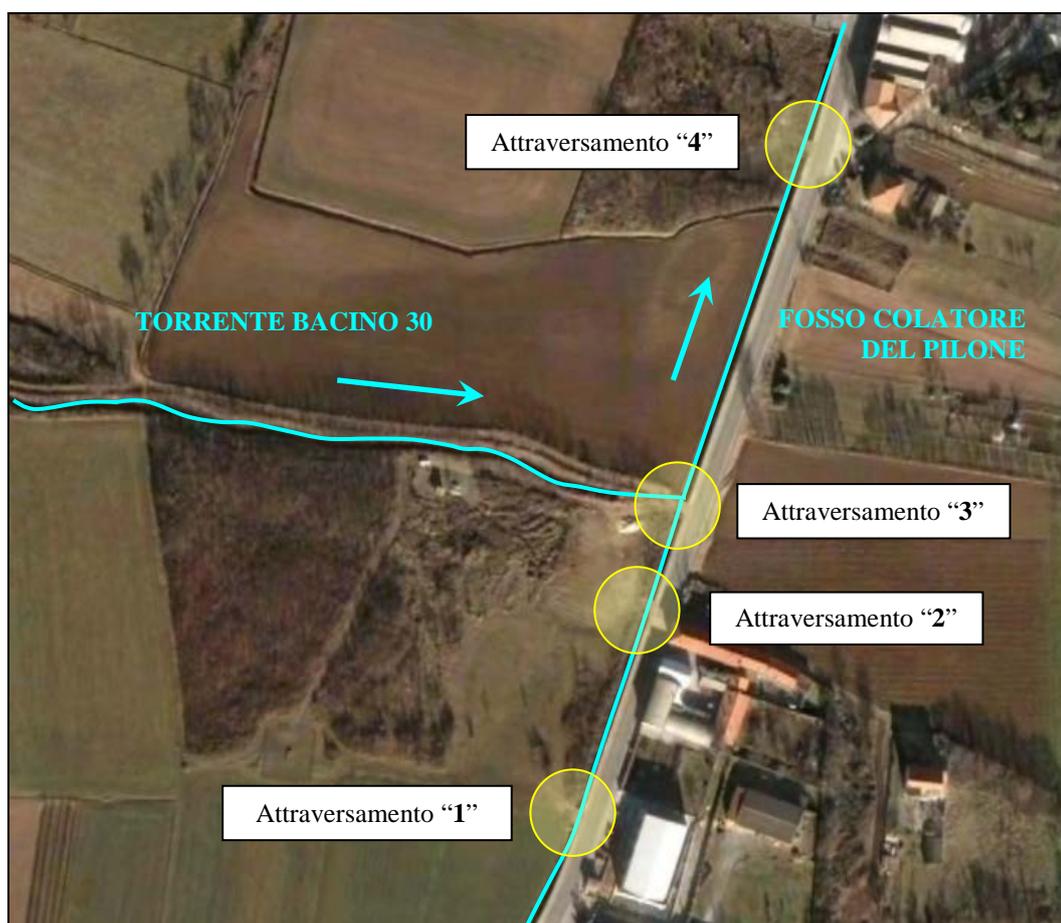


Figura 16 – Ubicazione degli attraversamenti principali sui quali si dovrebbe prevedere la realizzazione di dossi artificiali per garantire la continuità arginale della sponda destra.



Figura 17 - Attraversamento "1" sul quale si prevede la realizzazione di un dosso artificiale di altezza minima pari a 30 cm ("a" stato di fatto, "b" ipotesi di dosso artificiale).



Figura 18 - Attraversamento "2" sul quale si prevede la realizzazione di un dosso artificiale di altezza minima pari a 30 cm ("a" stato di fatto, "b" ipotesi di dosso artificiale).

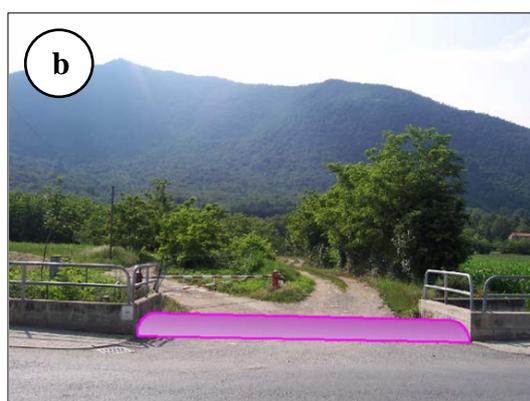
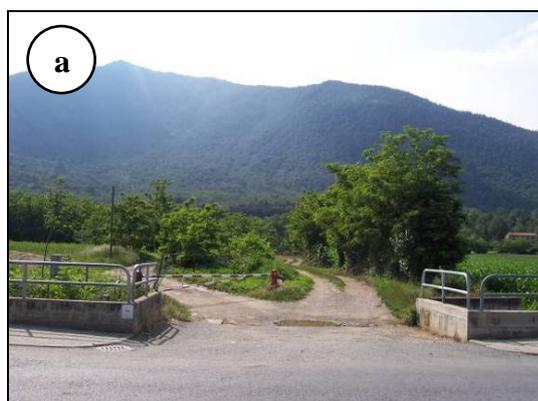


Figura 19 - Attraversamento "3" sul quale si prevede la realizzazione di un dosso artificiale di altezza minima pari a 30 cm ("a" stato di fatto, "b" ipotesi di dosso artificiale).

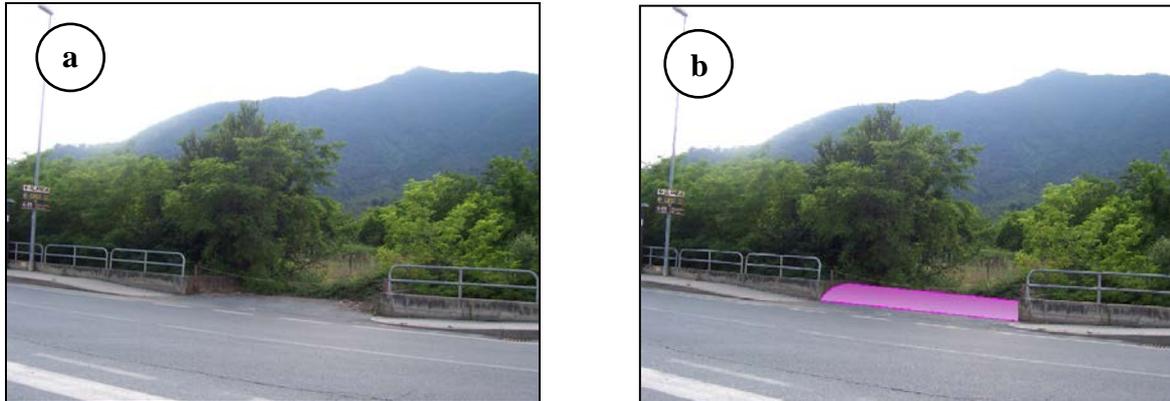


Figura 20 - Attraversamento “4” sul quale si prevede la realizzazione di un dosso artificiale di altezza minima pari a 30 cm (“a” stato di fatto, “b” ipotesi di dosso artificiale).

Minimizzando il rischio che l’acqua di esondazione del Fosso Colatore del Pilone possa interessare l’area A1, risulterà comunque necessario realizzare all’intero dell’area A1, contestualmente all’urbanizzazione, un’adeguata rete di raccolta delle acque meteoriche, dal momento che si tratta di una zona depressa morfologicamente e il cui unico sfogo è ad est in prossimità di una zona in cui insistono diversi capannoni industriali. Analizzando la rete dei sottoservizi esistenti nel territorio di Caselette (Figura 21), si osserva che in tale area è peraltro già presente un collettore fognario in cemento armato (con sezione ellittica 600 X 900 mm), che potrà essere utilizzato, previo adeguamento della sezione di deflusso in base ad approfonditi calcoli idrologici, per il collettamento e lo smaltimento delle acque meteoriche dell’area.

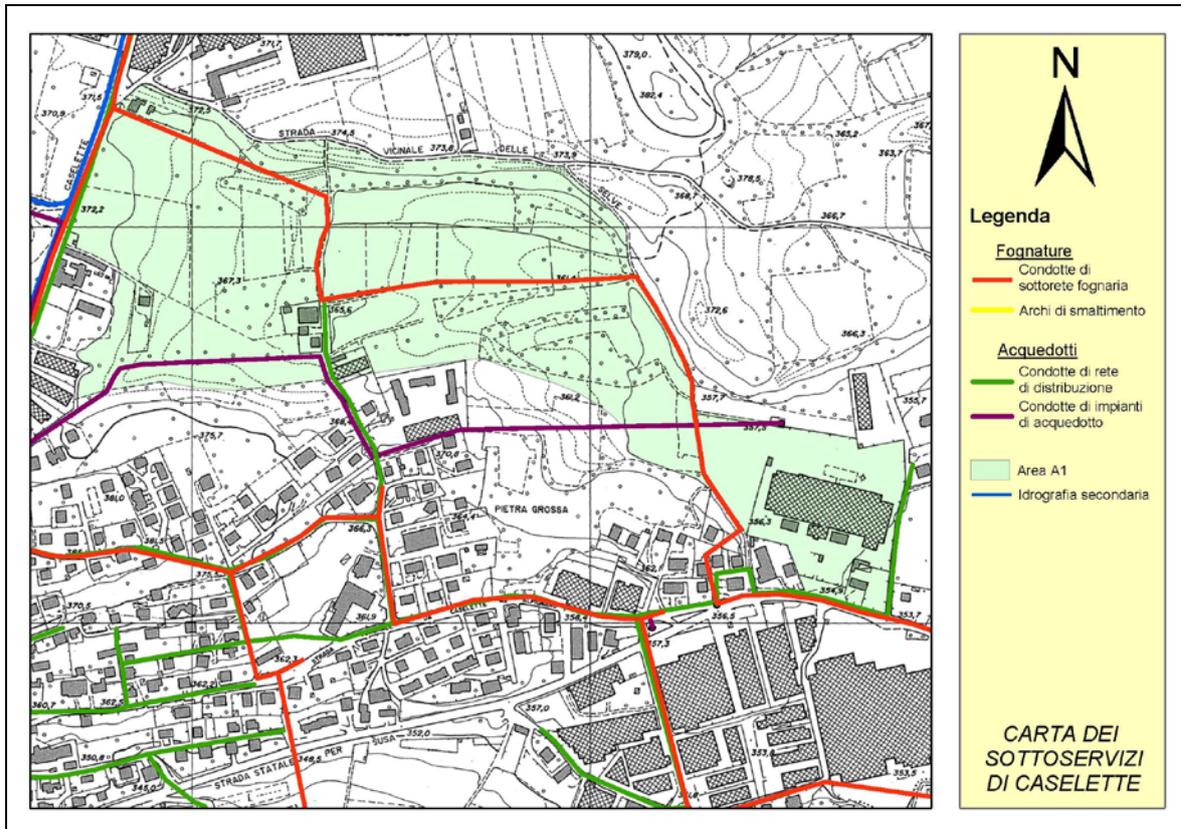


Figura 21 - Carta dei sottoservizi già presenti nell'intorno dell'area A1.

7.3 COMPATIBILITÀ IDRAULICA DELL'AREA A2 IN LOCALITÀ GRANGIOTTO

7.3.1 Criticità connesse al torrente Vangeirone e al rio del bacino n. 13

Nell'ambito della verifica di compatibilità idraulica delle previsioni del P.R.G.C. di Caselette, è stata valutata la situazione di rischio idraulico in località Grangiotto, connessa alla presenza del torrente Vangeirone e di alcuni rii che discendono dal versante posto alle spalle dell'abitato.

Nell'ambito del Piano di Assetto Idrogeologico, viene individuato un dissesto della rete idrografica con classificazione lineare Ee, a pericolosità molto elevata lungo il torrente Vangeirone a monte della ex S.S. 24 del Monginevro. Dai sopralluoghi condotti la criticità è imputabile alla conformazione naturale dell'alveo del corso d'acqua, che presenta una sezione dell'alveo inciso piuttosto ridotta, con possibilità di esondazioni in particolare in sponda sinistra, tra la C.na Daniele e la strada statale. Tale situazione è aggravata attualmente dalla presenza di un ponte lungo la citata strada non sufficiente a far defluire il deflusso di piena per portate eccezionali, in concomitanza con eventi pluviometrici molto intensi (v. Figura 22).



Figura 22 – Vista del tratto a monte della S.S. 24 del Monginevro lungo il torrente Vangeirone.

L'esondazione in sponda sinistra comporta l'allagamento dell'area pianeggiante adiacente, e per volumi molto elevati dell'onda di piena, le acque potrebbero raggiungere l'insediamento industriale – artigianale presente più a est.

Nell'ambito del progetto definitivo per l'adeguamento funzionale della ex SS24 nel tratto Caselette – Borgone Susa, la Provincia di Torino ha previsto il rifacimento del ponte sul T. Vangeirone, che ridurrebbe il rischio di esondazione del corso d'acqua in prossimità della strada statale. Tuttavia permarrebbe il rischio nel tratto a monte, per la presenza di una sponda dell'alveo molto depressa.

La compatibilità idraulica di un eventuale espansione urbanistica nell'area in oggetto è inoltre soggetta alla verifica della capacità di deflusso della bealera di Caselette, che attualmente riceve gli apporti dei tributari che scorrono sul versante a monte della località Grangiotto. Si dovrà quindi verificare che i contributi liquidi possano essere smaltiti dalla bealera stessa.

In particolare si riscontra la presenza di un rio, relativo al bacino n. 13, che incide il versante alle spalle dell'abitato e che dopo aver attraversato la frazione immette le sue acque nella bealera; tale corso d'acqua, benché sia caratterizzato da un bacino molto piccolo, può essere soggetto a fenomeni di trasporto solido intenso con rischio di occlusione della bealera di Caselette e allagamenti dell'area circostante, peraltro già urbanizzata (v. Figura 23).



Figura 23 – Scarico del torrente del bacino n. 13 nella bealera di Caselette presso la frazione Grangiotto.

7.3.2 Interventi già previsti dalla Provincia di Torino sulla ex SS 24

7.3.2.1 Contesto dei lavori in fase di progettazione

La Provincia di Torino ha predisposto un progetto definitivo per l'adeguamento funzionale della ex SS24 nel tratto Caselette – Borgone Susa nell'ambito del progetto strategico per la rete stradale ex ANAS ex SS24 – Stralcio B - Intervento 2 nel comune di Caselette.

Ai sensi del D. Lgs. 31 marzo 1998 n° 112, nonché del "Piano investimenti sulla rete trasferita" della Regione Piemonte approvato con D.C.R. n° 271-37720 del 21.11.2002, si è provveduto al trasferimento alla Provincia di Torino delle competenze, delle funzioni e dei compiti in merito alla progettazione, costruzione e manutenzione della Strada Statale n. 24 del Monginevro nel tratto oggetto di intervento, con la denominazione "ex SS24 – Adeguamento funzionale tratto Caselette – Borgone Susa" e dell'importo stimato di Euro 2.700.000,00. L'incarico è stato espletato dal dott. Ing. Mario Franchino e il Responsabile del procedimento è il dott. Ing. Mauro Fegatelli, Dirigente del Servizio Programmazione e Pianificazione Viabilità, Area Viabilità ed Edilizia della Provincia di Torino.

Il progetto strategico prevede nel complesso la sistemazione di alcuni nodi della SS24 ed in particolare la realizzazione di rotatorie o di corsie di accumulo in alcuni incroci esistenti con la SS25, svincoli autostradali ed altre strade provinciali e comunali nonché l'allargamento di un tratto della SS24 stessa, nel territorio dei comuni di Caselette, Avigliana, Villar Dora, Caprie, Condove e Borgone Susa.



In particolare, l'intervento n. 2: Comune di Caselette - Ampliamento ex SS24 da intersezione con Sp 19801 in loc. Camerletto (km 20,700) sino al confine del comune di Avigliana (km 22,900) ed intersezione con SP 198 di Villar Dora presso la località Milanere del comune di Almese (km 22,750) prevede i seguenti interventi.

7.3.2.2 Rotatoria

L'intersezione tra l'ex SS24 e la SP 198 di Villar Dora poco prima dell'abitato di Milanere avviene sulla destra provenendo da Torino. La SP 198 va a collegare gli abitati di Almese e Villar Dora per ritornare alla ex SS24 dopo quest'ultimo. L'intersezione avviene a raso con la realizzazione di una rotatoria, con diametro esterno di 45 metri ed aiuola centrale con diametro di 24 metri. L'ampliamento stradale necessario alla realizzazione della rotatoria essendo esteso al di fuori della sede stradale presenta la necessità di eseguire riporti per rialzare il piano di campagna interessato dall'ampliamento alla quota stradale esistente.

Particolare precauzione è stata attuata nei confronti dei sottoservizi quali il collettore fognario di valle e vanno soprattutto mantenuti in efficienza i fossati laterali alla ex SS24 che nel lato a nord assume particolare rilevanza anche a scopi irrigui, evitandone l'occlusione con la realizzazione delle sovrastrutture stradali.

7.3.2.3 Ampliamento stradale

E' previsto l'ampliamento dell'attuale sede stradale avente larghezza bitumata inferiore a 7 m sino ad una larghezza complessiva bitumata di 9,50 m. Gli ampliamenti della sede stradale sono stati dimensionati sulla base di quanto indicato nel D.M. 05.11.2001 per una strada di categoria C2. L'ampliamento viene realizzato simmetricamente sui due lati rispetto all'attuale mezzeria, con spostamento relativo delle scarpate e dei fossi laterali.

Nella parte centrale la sede stradale viene traslata a nord esternamente all'attuale in modo da consentire il transito della ex SS24 durante la realizzazione del nuovo ponte sul torrente Vangeirone. Dall'esame della cartografia del P.A.I. l'intervento risulta in un solo punto localizzato esternamente tangente al limite della fascia C (individuata a sud dell'intervento).

7.3.2.4 Nuovo ponte sul torrente Vangeirone

Il rifacimento del ponte risulta necessario per permettere il deflusso delle attuali portate, peraltro ora ridotte rispetto al passato a seguito lavori in corrispondenza rio Morsino e torrente Messa nel comune di Almese. Il nuovo ponte avrà una larghezza minima di 10 m ed una altezza interna di 3,15 m per permettere un franco libero superiore a 1,00 m.



Le verifiche idrologiche e idrauliche dell'attraversamento, descritte nella Relazione idrologico – idraulica del progetto definitivo, sarebbero volte a garantire il franco idraulico minimo di 1 m per la portata di piena con Tr di 100 anni. Il bacino considerato ha sezione di chiusura a monte della strada statale 24 del Monginevro, nei pressi della borgata Grangiotto.

Il torrente Vangeirone è l'ultimo affluente di sinistra della Dora Riparia e il suo bacino si colloca a monte dell'abitato della frazione Drubiaglio di Avigliana e si sviluppa a ridosso della frazione Milanese del Comune di Almese; il corso d'acqua a nord – ovest costituisce il corpo ricettore del rio Garavello e di parte della portata del rio Morsino. A seguito di sistemazioni idrauliche realizzate dal comune di Almese alla fine degli anni '90, è stato realizzato uno scolmatore del rio Morsino nel torrente Messa, che limita la portata nel torrente Vangeirone ad un valore di 45,1 m³/s per Tr 100 anni.

Il bacino del torrente Vangeirone ha una superficie di 5,1 km² e assumendo le elaborazioni pluviometriche derivanti dall'applicazione della metodologia T.C.E.V. della Regione Piemonte, confrontate con quelle della stazione di Collegno, è stata calcolata una precipitazione per tempi di ritorno di 100 anni, pari a 67,7 mm in 1,98 ore (tempo di corrivazione del bacino); con il metodo razionale è stata ottenuta una portata di 16,95 m³/s, che sommata a quella scolmata del rio Morsino, si ottiene un valore di 60,05 m³/s.

Per tenere conto del trasporto solido, è stata inoltre incrementato il valore della portata liquida del 10%, ottenendo un valore di 68,25 m³/s.

Le verifiche idrauliche sono state condotte in moto uniforme e per la sola sezione del ponte, che presenta luce con larghezza di 10 m e altezza 3,20; il deflusso di piena con tempo di ritorno 100 anni defluisce con un tirante di 1,57 m e il ponte presenta un franco idraulico di 1,63 m.

7.3.3 Interventi necessari per la riduzione del rischio idraulico nell'area compresa tra la località Grangiotto e la S.S. 24 (AREA A2)

Poiché la Provincia di Torino provvederà all'adeguamento del ponte sul T. Vangeirone, la riduzione del rischio idraulico dell'area potrà essere ottenuta con la realizzazione di una arginatura con annessa difesa spondale in sponda sinistra del Torrente Vangeirone, nel tratto compreso tra la c.na Grangetta e la S.S. 24.

A completamento di tali opere sarà inoltre opportuna una sistemazione del fosso irriguo e di drenaggio presente lungo l'area, per allontanare le acque di ruscellamento di competenza dell'area stessa a valle della strada statale, dove attualmente esiste già un attraversamento (v. Figura 24), che dovrà essere verificato ed eventualmente adeguato: nel progetto dell'ampliamento della SS 24, si prevede unicamente l'allungamento dello stesso e sono

previste alcune tubazioni di smaltimento delle acque dal fosso di monte verso i prati posti a valle della strada stessa.



Figura 24 – Tubazioni lungo la SS 24 che convogliano le acque del fosso presente nell'area in oggetto a valle della strada stessa.

Per contenere il trasporto solido, in particolare del torrente del bacino n. 13, occorre prevedere un sistema di trattenimento con realizzazione di un briglia da localizzarsi a monte dell'abitato della frazione Grangiotto (Figura 25). Attualmente infatti, il rio scarica e deposita il materiale solido direttamente nella bealera di Caselette, riducendone fortemente la capacità di deflusso con rischio di esondazione della frazione Grangiotto e dell'area presente a valle, fino alla S.S. 24.

A monte dell'abitato è stata individuata un'area che potrebbe essere destinata alla realizzazione di una piccola opere di trattenuta in grado di contenere il trasporto solido del torrente e consentire il deflusso della portata liquida nella bealera di Caselette, senza causare il deposito in essa del materiale detritico (Figura 25).

La tipologia della briglia e le dimensioni rappresentate in immagine si ritengono puramente indicative; queste saranno da scegliersi dopo attente valutazioni e approfonditi calcoli idraulici sia sulla portata liquida del torrente che sul volume di materiale solido che potrebbe essere movimentato durante un intenso evento meteorico.



Figura 25 - Tratto in cui potrebbe essere realizzata un'opera di trattenuta del materiale solido lungo il torrente del bacino 13 a salvaguardia della frazione Grangiotto.

7.4 CONSIDERAZIONI SUL RISCHIO IDRAULICO IN LOCALITÀ CAMERLETTO E SAN ROCCO

In questo paragrafo si forniscono alcune indicazioni per la riduzione del rischio idraulico connesso al ruscellamento delle acque meteoriche provenienti dal versante orientale del monte Musinè, nella località Camerletto e presso San Rocco – San Giovanni.

In Figura 26 è schematizzata una soluzione di intervento, costituita da un muretto lungo il sentiero taglia-fuoco che scorre lungo il versante; in questo modo le acque del versante sarebbero intercettate e incanalate lungo il sentiero, raggiungendo quelle che già scorrono lungo tale pista, per essere convogliate nel Fosso Colatore del Pilone.

Questa modifica del sistema di drenaggio naturale comporterebbe come conseguenza l'adeguamento della griglia posta al termine della pista taglia-fuoco e della strada asfaltata presso il campo sportivo (punto nel quale è presente la vasca di calma e inizia il collettore di scarico: Figura 27). L'adeguamento del sistema di raccolta delle acque provenienti dalla pista taglia-fuoco, potrebbero risolvere sia i problemi di superamento della griglia da parte delle acque di ruscellamento durante eventi meteorici intensi, che si verificano attualmente in località San Rocco lungo la strada comunale, sia per sopperire all'aumento della portata proveniente dalla pista taglia-fuoco.

La dimensione del collettore di scarico che parte dalla vasca di calma e termina nel Fosso Colatore del Pilone si ritiene sufficiente a smaltire l'incremento di portata proveniente della pista taglia-fuoco, così come la sezione del fosso colatore stesso, poiché il contributo di portata imputabile al nuovo tratto di bacino sotteso risulta modesto (inferiore al 10%).

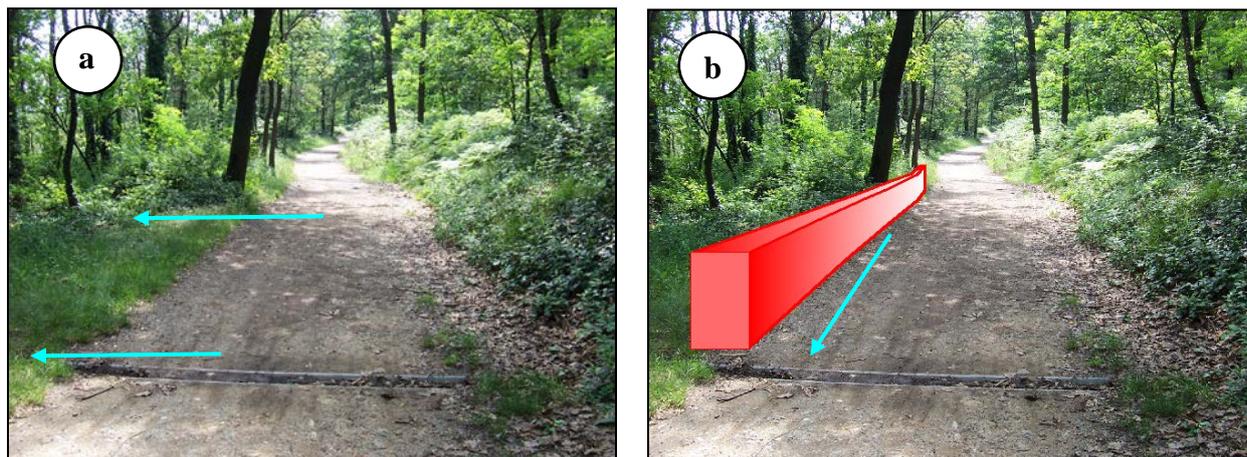


Figura 26 – Ipotesi di costruzione di un muretto in pietra e annessa canaletta al piede, a protezione della località Camerletto (a = stato di fatto; b = ipotesi di muretto).



Figura 27 - Schema della raccolta delle acque provenienti dalla pista taglia-fuoco.



7.5 ANALISI DELLE FASCE FLUVIALI DETTATE DAL PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO

Il Piano stralcio delle Fasce Fluviali, adottato nel 1997 dall'autorità di bacino del fiume Po, introduce un importante concetto di pianificazione nell'ambito della gestione degli eventi di piena. Rispetto all'insieme dei corsi d'acqua principali di pianura e dei fondovalle montani, il PSFF (e il successivo PAI del 2001) contiene la definizione e la delimitazione cartografica delle fasce fluviali dei corsi d'acqua principali piemontesi, dell'asta del fiume Po e dei corsi d'acqua emiliani e lombardi nei tratti arginati di confluenza al Po.

Le fasce di pertinenza fluviale, secondo la delimitazione approvata dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino, risultano essere:

- La "Fascia A" o Fascia di deflusso della piena: fissato in 200 anni il tempo di ritorno (Tr) della piena di riferimento e determinato il livello idrico corrispondente, si assume come delimitazione convenzionale della fascia la porzione ove defluisce almeno l'80% di tale portata; rappresenta l'area occupata dalla piena ordinaria.
- La "Fascia B" o Fascia di esondazione: si assume come portata di riferimento la piena con Tr di 200 anni. Il limite della fascia si estende fino al punto in cui le quote naturali del terreno sono superiori ai livelli idrici corrispondenti della piena indicata.
- La "Fascia C" o Area di inondazione per piena catastrofica: è costituita dalla porzione di territorio esterna alla precedente (Fascia B), che può essere interessata da inondazioni al verificarsi di eventi di piena più gravosi di quelli di riferimento; si assume come portata di riferimento la massima piena storicamente registrata o la piena con Tr di 500 anni.

L'insieme di indirizzi, norme e vincoli, per i diversi ambiti territoriali individuati, sono riconducibili a linee di intervento aventi le seguenti finalità:

- nella fascia A di deflusso della piena: garantire il deflusso della piena di riferimento, evitando che si provochino ostacoli allo stesso, consentire la libera divagazione dell'alveo inciso, garantire la tutela/recupero delle componenti naturali dell'alveo (vegetazione spondale);
- nella fascia B di esondazione: garantire il mantenimento delle aree di espansione naturale per la laminazione della piena; controllare ed eventualmente ridurre la vulnerabilità degli insediamenti e delle infrastrutture presenti; garantire il mantenimento/recupero dell'ambiente fluviale e la conservazione dei valori paesaggistici, storici, artistici e culturali;
- nella fascia C di inondazione per una piena catastrofica: segnalare le condizioni di rischio idraulico ai fini della riduzione della vulnerabilità degli insediamenti in rapporto alle funzioni di protezione civile, soprattutto per la fase di gestione dell'emergenza.

Dall'analisi delle fasce di esondazione fluviali della Dora Riparia (fonte: Autorità di Bacino del fiume Po), risulta che il comune di Caselette è interessato nella parte meridionale dalle fasce di esondazione (Figura 28). Per una visualizzazione più chiara delle delimitazioni si rimanda all'ELABORATO 02 - *Planimetria dei bacini idrografici e delle aree oggetto d'indagine*.

La delimitazione delle fasce fluviali all'interno del territorio comunale di Caselette non interferisce con la compatibilità idraulica e le previsioni urbanistiche del PRGC relative alle aree d'interesse approfondite nel presente studio.



Autorità di bacino del fiume Po
Bacino di rilievo nazionale

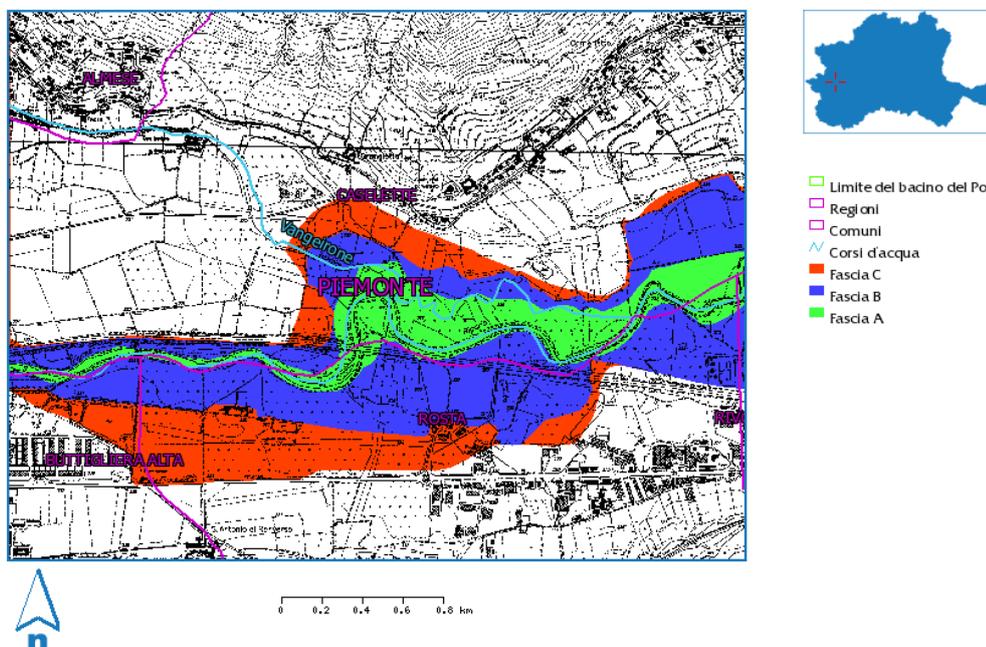


Figura 28 – Delimitazione delle fasce fluviali del fiume Dora Riparia all'interno del territorio comunale di Caselette.



ALLEGATI ALLA RELAZIONE



COMUNE DI CASELETTE – PROVINCIA DI TORINO
*Adeguamento del P.R.G.C. ai sensi dell'art. 18 del PAI e delle
circolari P.G.R. 7/LAP/96 e 14/LAP/98 - Verifica di compatibilità
idraulica*

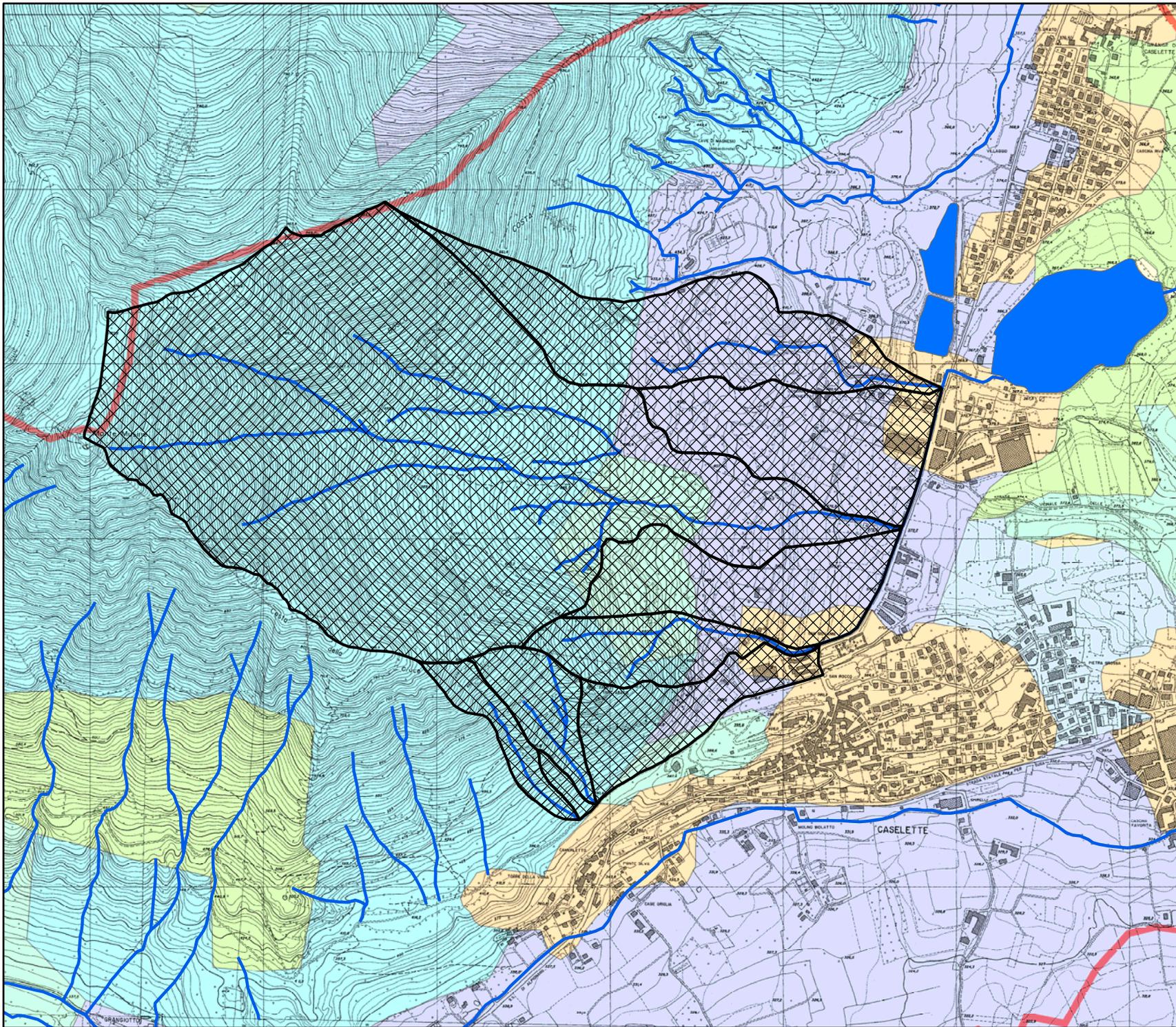


ELABORATO 1 *Relazione Idrologico - Idraulica*

215C-G01-RIE-01-2

ALLEGATO 1

Carta dell'uso del suolo del territorio comunale di Caselette



Legenda

- COMUNE di CASELETTE
- Idrografia
- Bacino Idrografico del Fosso Colatore del Pilone

USO DEL SUOLO

- 0 = aree non classificate
- 1 = faggeti
- 2 = castagneti
- 3 = querceti
- 4 = conifere + latifoglie
- 5 = conifere
- 6 = rimboschimenti affermati
- 7 = rimboschimenti recenti
- 8 = Latifoglie miste
- 10 = pioppeti
- 11 = arbusteti
- 20 = pascoli
- 21 = seminativi e prati accidentati
- 22 = seminativi con prevalenza di mais e/o grano
- 23 = risaie
- 24 = prati permanenti
- 25 = vigneti, frutteti e nocciolieti
- 26 = incolti
- 27 = rupi e pascoli rupestri, letto di fiumi, calanchi, frane, discariche
- 30 = misto prati permanenti + seminativi mais/grano
- 31 = misto seminativi e prati avvicendati + vigneti, frutteti e nocciolieti
- 32 = misto seminativo e prati avvicendati + prati permanenti
- 33 = misto prati permanenti + vigneti, frutteti e nocciolieti
- 40 = laghi
- 99 = aree urbanizzate

SCALA
1:15,000





ALLEGATO 2

**Serie storica delle massime precipitazioni per i pluviometri di Mocchie, Venaria la
Mandria e di Collegno**

ANNO DI MISURA	1 h (mm)	3 h (mm)	6 h (mm)	12 h (mm)	24 h (mm)
1951	33,0	36,0	54,6	81,0	84,0
1952	38,0	55,0	58,6	64,0	81,0
1953	21,6	24,4	33,0	42,8	66,8
1954	30,6	30,8	33,4	48,4	62,6
1955	27,4	29,8	30,4	45,0	65,0
1956	29,4	39,6	43,2	45,4	69,8
1957	26,9	27,2	27,4	40,8	70,0
1958	14,4	17,2	24,0	30,0	41,2
1959	23,0	38,0	46,0	81,0	111,4
1960	38,0	41,6	41,6	50,0	74,4
1961	22,8	33,0	39,0	47,4	86,4
1962	11,4	29,0	39,0	64,2	85,4
1963	15,6	19,6	22,2	33,0	43,2
1964	24,8	24,8	24,8	31,6	43,0
1965	20,0	26,8	36,8	39,0	41,8
1966	-	-	-	-	-
1967	20,0	34,0	40,0	46,0	48,0
1968	22,0	36,0	42,0	43,0	58,4
1969	33,4	36,4	37,0	47,0	65,0
1970	17,4	20,0	36,8	37,0	37,0
1971	-	-	-	-	-
1972	-	-	-	-	-
1973	-	-	-	-	-
1974	-	-	-	-	-
1975	27,4	27,4	27,4	36,8	55,4
1976	-	-	-	-	-
1977	12,0	22,0	28,4	40,2	57,0
1978	-	-	-	-	-
1979	26,6	29,4	30,4	49,6	62,0
1980	23,6	31,4	32,8	37,2	50,2
1981	25,8	28,4	32,4	61,0	112,6
1982	29,6	34,8	34,6	41,4	64,0
1983	23,0	23,8	33,0	40,0	61,0
1984	-	-	-	-	-
1985	19,0	24,0	26,8	38,0	54,4
1986	21,6	21,6	31,8	35,6	62,6

Fonte: Regione Piemonte

(serie storica delle massime precipitazioni orarie)

293 m s.l.m.

Stazione di COLLENO

ELABORATO 1

Relazione Idrologica - Idraulica

215C-G01-RIE-01-1

idraulica

COMUNE DI CASELETTE - PROVINCIA DI TORINO
 Adeguamento del P.R.G.C. ai sensi dell'art. 18 del PAI e delle
 circolari P.G.R. 7/LAP/96 e 14/LAP/98 - Verifica di compatibilità



ANNO DI MISURA	1 h (mm)	3 h (mm)	6 h (mm)	12 h (mm)	24 h (mm)
1949	45,0	102,0	124,6	139,4	159,0
1950	-	-	-	-	-
1951	21,0	28,4	32,0	50,2	56,6
1952	32,8	36,0	37,8	38,8	52,6
1953	32,0	42,6	62,4	77,4	116,2
1954	31,4	36,8	38,4	51,4	65,0
1955	14,0	14,0	17,4	34,8	54,4
1956	25,4	43,4	58,4	69,4	95,6
1957	32,2	44,4	48,6	51,8	54,6
1958	12,4	22,4	32,8	46,0	80,0
1959	20,0	26,0	31,0	62,0	84,0
1960	30,0	46,2	52,6	67,8	110,4
1961	33,0	46,6	51,6	67,0	109,6
1962	13,0	32,0	48,4	77,0	107,6
1963	19,8	20,4	28,4	38,6	47,0
1964	10,0	25,0	41,0	56,0	74,8
1965	27,0	50,0	64,4	67,8	74,0
1966	17,0	29,0	37,0	50,0	69,4
1967	-	-	-	-	-
1968	26,0	30,0	53,0	68,0	79,0
1969	30,4	38,0	47,2	60,0	78,6
1970	20,0	44,8	45,8	52,0	68,2
1971	18,4	30,0	52,0	78,0	89,4
1972	31,0	37,2	49,0	63,0	111,0
1973	20,0	40,0	60,0	82,0	123,0

Fonte: PAI

(serie storica delle massime precipitazioni orarie)

791 m s.l.m.

Stazione di MOCCHIE

215C-G01-RIE-01-1

ELABORATO 1 Relazione Idrologica - Idraulica



COMUNE DI CASELETTE - PROVINCIA DI TORINO
 Adeguamento del P.R.G.C. ai sensi dell'art. 18 del PAI e delle
 circolari P.G.R. 7/LAP/96 e 14/LAP/98 - Verifica di compatibilità
 idraulica



ANNO DI MISURA	1 h (mm)	3 h (mm)	6 h (mm)	12 h (mm)	24 h (mm)
1954	42,8	52,2	59,4	90,2	109,6
1955	43,4	53,4	55,8	57,8	75,0
1956	28,8	48,4	56,0	57,0	97,4
1957	20,0	20,2	23,6	45,0	82,0
1958	14,8	22,0	27,2	34,2	54,2
1959	26,0	41,6	55,6	113,6	130,6
1960	38,0	69,0	93,0	104,8	119,0
1961	27,0	46,0	59,2	68,0	114,0
1962	25,0	49,6	69,4	79,4	87,0
1963	20,0	27,0	34,4	57,0	88,6
1964	32,0	50,0	63,6	86,4	91,4
1965	19,0	29,8	32,0	40,0	45,0
1966	17,4	22,6	26,0	42,0	51,4
1967	26,4	41,4	41,4	47,0	47,2
1968	17,0	21,6	23,8	38,0	59,6
1969	-	-	-	-	-
1970	17,0	21,6	23,8	38,0	59,6
1971	20,0	31,8	31,8	44,6	64,4
1972	24,4	69,6	71,2	76,0	99,0
1973	24,4	69,6	71,2	76,0	99,0
1974	13,6	20,6	37,8	46,2	54,0
1975	-	-	-	-	-
1976	11,0	21,8	37,4	51,6	71,4

Fonte: PAI

(serie storica delle massime precipitazioni orarie)

258 m s.l.m.

Stazione di VENARIA LA MANDRIA

COMUNE DI CASELLE TORINESE - PROVINCIA DI TORINO
 Adeguamento del P.R.G.C. ai sensi dell'art. 18 del PAI e delle
 circolari P.G.R. 7/LAP/96 e 14/LAP/98 - Verifica di compatibilità
 idraulica

ELABORATO I Relazione Idrologica - Idraulica

215C-G01-R/E-01-1





ALLEGATO 3

**Curve di possibilità pluviometrica calcolate secondo la legge Log – normale a due
parametri**



Stazione di COLLEGNO

293 m s.l.m.

(Regolarizzazione secondo la legge Log – Normale a 2 parametri)

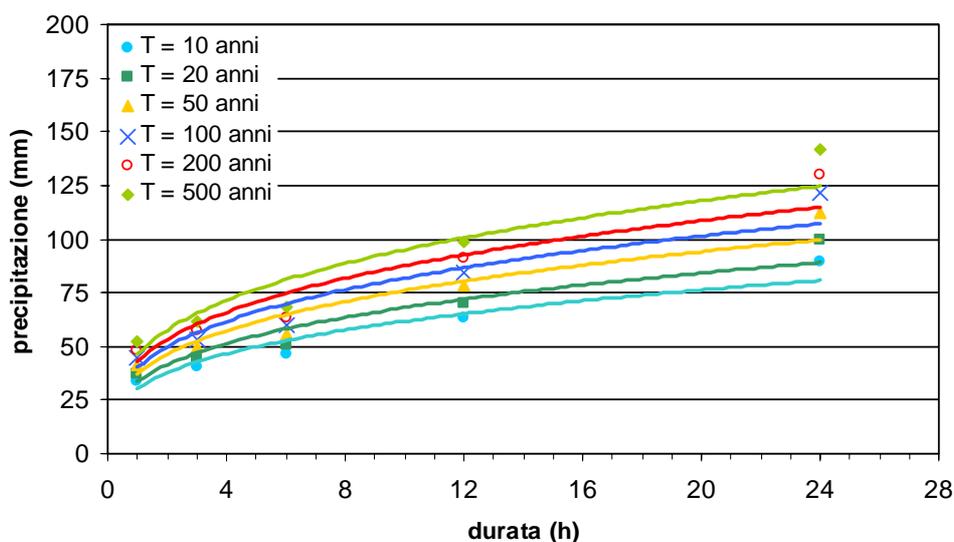
Parametri caratteristici delle curve di possibilità pluviometrica per assegnati tempi di ritorno

	a	n
Tr = 10 anni	30,45	0,3066
Tr = 20 anni	33,52	0,3076
Tr = 50 anni	37,36	0,3086
Tr = 100 anni	40,15	0,3093
Tr = 200 anni	42,90	0,3099
Tr = 500 anni	46,47	0,3107

Altezze di precipitazione calcolate con la curva di possibilità pluviometrica

	1 h (mm)	3 h (mm)	6 h (mm)	12 h (mm)	24 h (mm)
h _{10 anni}	30,4	42,6	52,7	65,2	80,7
h _{20 anni}	33,5	47,0	58,2	72,0	89,1
h _{50 anni}	37,4	52,4	64,9	80,4	99,6
h _{100 anni}	40,2	56,4	69,9	86,6	107,3
h _{200 anni}	42,9	60,3	74,7	92,7	114,9
h _{500 anni}	46,5	65,4	81,1	100,6	124,8

curve di possibilità pluviometrica





Stazione di MOCCHIE

791 m s.l.m,

(Regolarizzazione secondo la legge Log – Normale a 2 parametri)

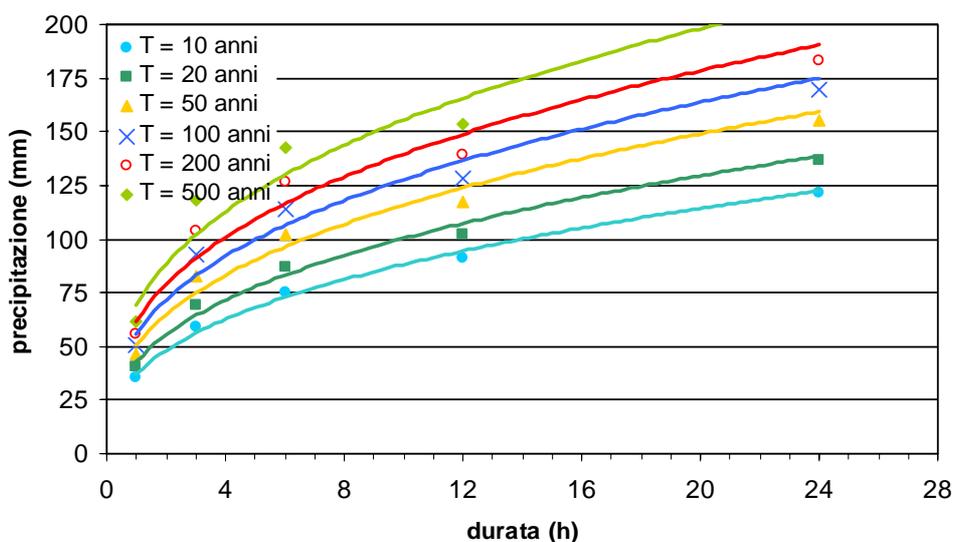
Parametri caratteristici delle curve di possibilità pluviometrica per assegnati tempi di ritorno

	a	n
Tr = 10 anni	37,22	0,3746
Tr = 20 anni	42,91	0,3689
Tr = 50 anni	50,35	0,3625
Tr = 100 anni	56,01	0,3582
Tr = 200 anni	61,75	0,3543
Tr = 500 anni	69,51	0,3495

Altezze di precipitazione calcolate con la curva di possibilità pluviometrica

	1 h (mm)	3 h (mm)	6 h (mm)	12 h (mm)	24 h (mm)
h _{10 anni}	37,2	56,2	72,8	94,4	122,4
h _{20 anni}	42,9	64,3	83,1	107,3	138,6
h _{50 anni}	50,3	75,0	96,4	123,9	159,3
h _{100 anni}	56,0	83,0	106,4	136,4	174,9
h _{200 anni}	61,8	91,1	116,5	148,9	190,4
h _{500 anni}	69,5	102,0	130,0	165,7	211,1

curve di possibilità pluviometrica





Stazione di VENARIA LA MANDRIA

258 m s.l.m,

(Regolarizzazione secondo la legge Log – Normale a 2 parametri)

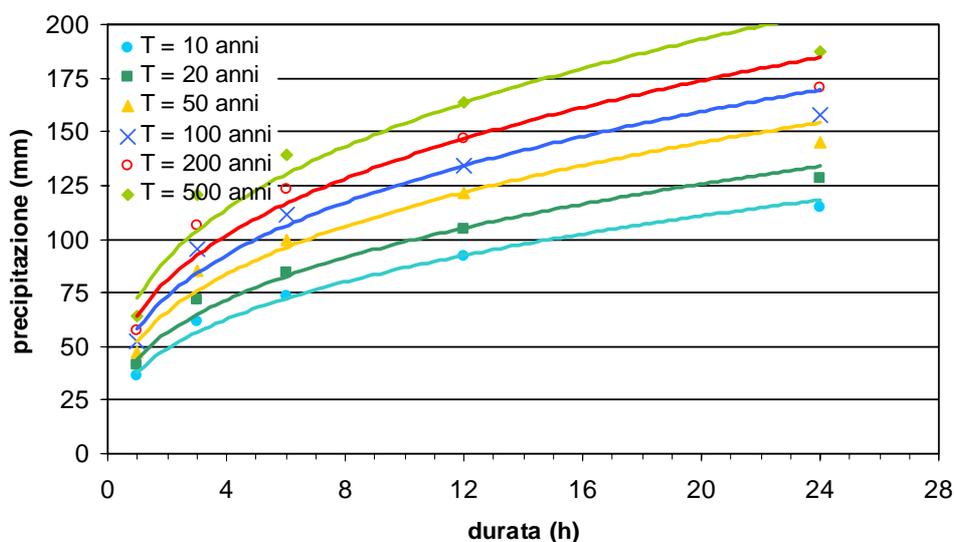
Parametri caratteristici delle curve di possibilità pluviometrica per assegnati tempi di ritorno

	a	n
Tr = 10 anni	38,25	0,3551
Tr = 20 anni	44,23	0,3488
Tr = 50 anni	52,08	0,3417
Tr = 100 anni	58,07	0,3370
Tr = 200 anni	64,16	0,3327
Tr = 500 anni	72,39	0,3275

Altezze di precipitazione calcolate con la curva di possibilità pluviometrica

	1 h (mm)	3 h (mm)	6 h (mm)	12 h (mm)	24 h (mm)
h _{10 anni}	38,3	56,5	72,3	92,4	118,2
h _{20 anni}	44,2	64,9	82,6	105,2	134,0
h _{50 anni}	52,1	75,8	96,1	121,7	154,3
h _{100 anni}	58,1	84,1	106,2	134,2	169,5
h _{200 anni}	64,2	92,5	116,5	146,7	184,7
h _{500 anni}	72,4	103,7	130,2	163,4	205,0

curve di possibilità pluviometrica





COMUNE DI CASELETTE – PROVINCIA DI TORINO
*Adeguamento del P.R.G.C. ai sensi dell'art. 18 del PAI e delle
circolari P.G.R. 7/LAP/96 e 14/LAP/98 - Verifica di compatibilità
idraulica*



ELABORATO 1 *Relazione Idrologico - Idraulica*

215C-G01-RIE-01-2

ALLEGATO 4

Curve di possibilità pluviometrica calcolate secondo la legge Gumbel

Stazione di COLLEGNO

293 m s.l.m.

(Regolarizzazione secondo la legge Gumbel)

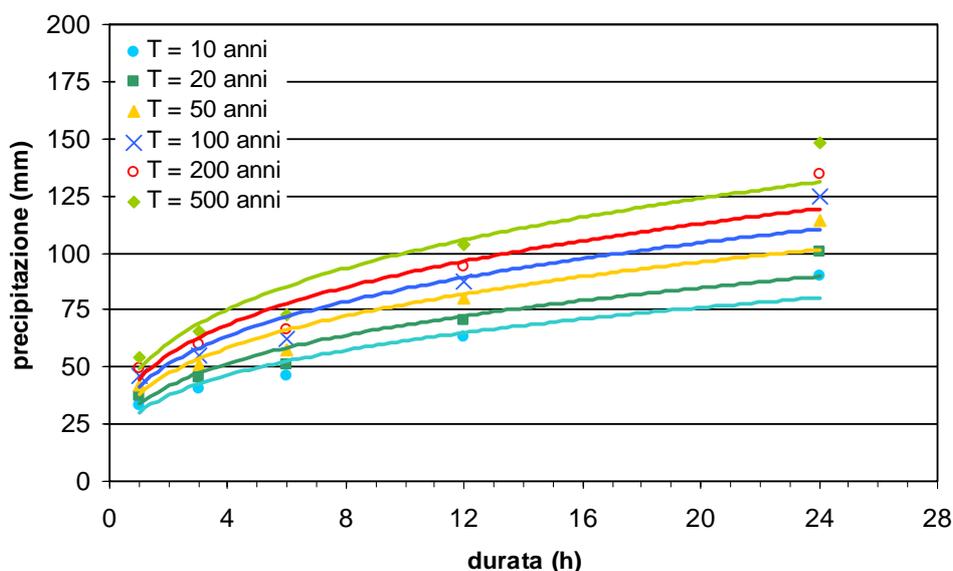
Parametri caratteristici delle curve di possibilità pluviometrica per assegnati tempi di ritorno

	a	n
Tr = 10 anni	30,35	0,3067
Tr = 20 anni	33,75	0,3074
Tr = 50 anni	38,14	0,3081
Tr = 100 anni	41,43	0,3086
Tr = 200 anni	44,71	0,3089
Tr = 500 anni	49,04	0,3094

Altezze di precipitazione calcolate con la curva di possibilità pluviometrica

	1 h (mm)	3 h (mm)	6 h (mm)	12 h (mm)	24 h (mm)
h _{10 anni}	30,4	42,5	52,6	65,0	80,4
h _{20 anni}	33,7	47,3	58,5	72,4	89,6
h _{50 anni}	38,1	53,5	66,2	82,0	101,5
h _{100 anni}	41,4	58,2	72,0	89,2	110,5
h _{200 anni}	44,7	62,8	77,8	96,3	119,4
h _{500 anni}	49,0	68,9	85,4	105,8	131,1

curve di possibilità pluviometrica



Stazione di MOCCHIE

791 m s.l.m.

(Regolarizzazione secondo la legge Gumbel)

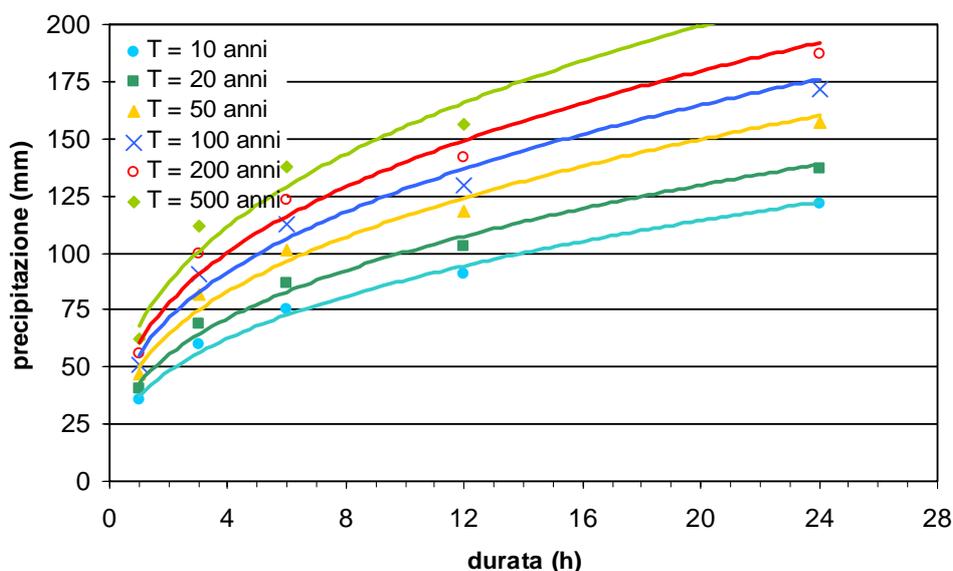
Parametri caratteristici delle curve di possibilità pluviometrica per assegnati tempi di ritorno

	a	n
Tr = 10 anni	37,26	0,3739
Tr = 20 anni	42,80	0,3700
Tr = 50 anni	49,98	0,3662
Tr = 100 anni	55,36	0,3640
Tr = 200 anni	60,72	0,3621
Tr = 500 anni	67,78	0,3601

Altezze di precipitazione calcolate con la curva di possibilità pluviometrica

	1 h (mm)	3 h (mm)	6 h (mm)	12 h (mm)	24 h (mm)
h _{10 anni}	37,3	56,2	72,8	94,3	122,2
h _{20 anni}	42,8	64,3	83,1	107,3	138,7
h _{50 anni}	50,0	74,7	96,3	124,2	160,0
h _{100 anni}	55,4	82,6	106,3	136,8	176,0
h _{200 anni}	60,7	90,4	116,2	149,3	191,9
h _{500 anni}	67,8	100,7	129,2	165,9	212,9

curve di possibilità pluviometrica



Stazione di VENARIA LA MANDRIA

258 m s.l.m.

(Regolarizzazione secondo la legge Gumbel)

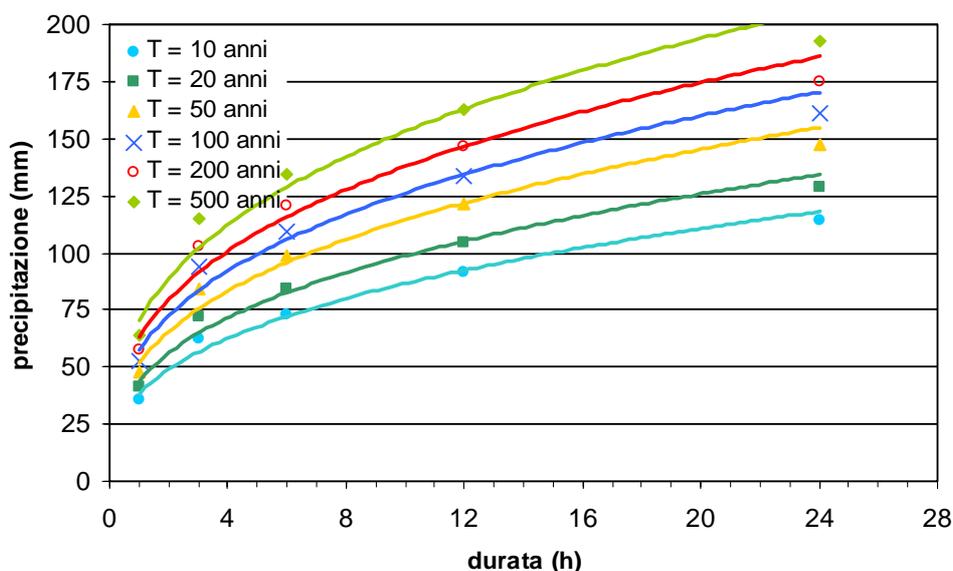
Parametri caratteristici delle curve di possibilità pluviometrica per assegnati tempi di ritorno

	a	n
Tr = 10 anni	38,29	0,3544
Tr = 20 anni	44,09	0,3500
Tr = 50 anni	51,60	0,3458
Tr = 100 anni	57,23	0,3433
Tr = 200 anni	62,84	0,3412
Tr = 500 anni	70,24	0,3389

Altezze di precipitazione calcolate con la curva di possibilità pluviometrica

	1 h (mm)	3 h (mm)	6 h (mm)	12 h (mm)	24 h (mm)
h _{10 anni}	38,3	56,5	72,3	92,4	118,1
h _{20 anni}	44,1	64,8	82,6	105,2	134,1
h _{50 anni}	51,6	75,4	95,9	121,8	154,8
h _{100 anni}	57,2	83,4	105,9	134,3	170,4
h _{200 anni}	62,8	91,4	115,8	146,7	185,8
h _{500 anni}	70,2	101,9	128,9	163,1	206,2

curve di possibilità pluviometrica





COMUNE DI CASELETTE – PROVINCIA DI TORINO
*Adeguamento del P.R.G.C. ai sensi dell'art. 18 del PAI e delle
circolari P.G.R. 7/LAP/96 e 14/LAP/98 - Verifica di compatibilità
idraulica*



ELABORATO 1 *Relazione Idrologico - Idraulica*

215C-G01-RIE-01-2

ALLEGATO 5

Coefficienti di Talbot per $T_c < 1$ ora

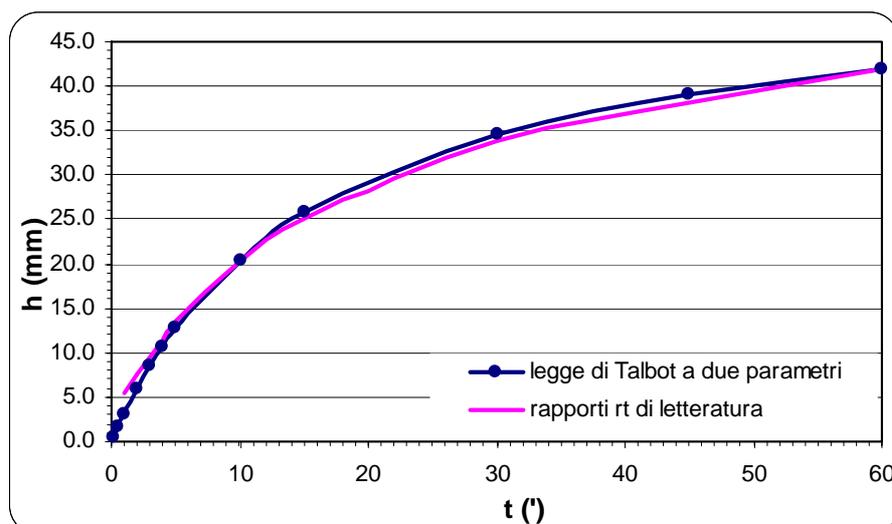
Bacino del FOSSO COLATORE DEL PILONE
(Elaborazione con la formula di Talbot a due parametri)

Tempo di ritorno = 10 anni

a =	41,86777
n =	0,3682

t (')	coeff rt	h (mm)	i (mm/h)	Yi	Xi
1	0,13	5,4	326,6	0,183728622	60
2	0,18	7,5	226,1	0,132692894	30
3	0,229	9,6	191,8	0,104300091	20
4	0,272	11,4	170,8	0,087811474	15
5	0,322	13,5	161,8	0,074176152	12
10	0,489	20,5	122,8	0,04884401	6
15	0,601	25,2	100,7	0,039741632	4
30	0,811	34,0	67,9	0,029450951	2
45	0,913	38,2	51,0	0,026160702	1,3333
60	1	41,9	41,9	0,023884721	1

a =	52,93
b =	0,2642



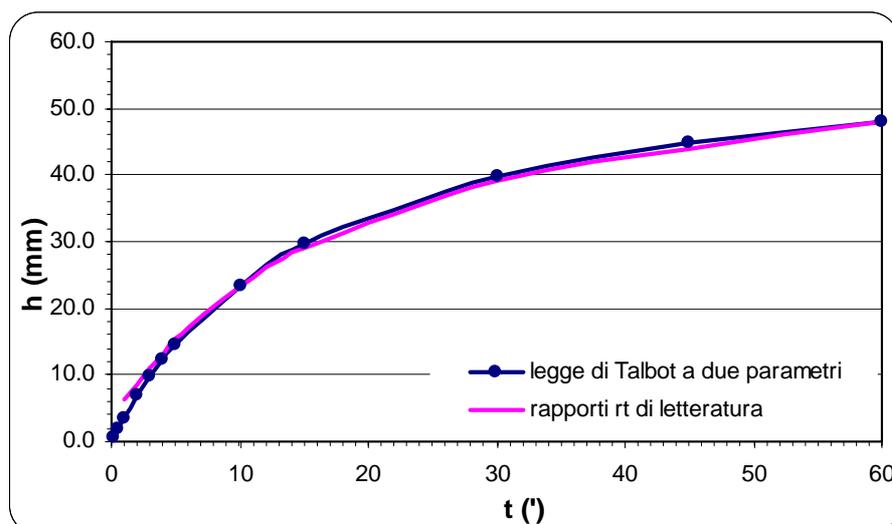
Bacino del FOSSO COLATORE DEL PILONE
(Elaborazione con la formula di Talbot a due parametri)

Tempo di ritorno = 20 anni

a =	48,09267
n =	0,3675

t (')	coeff rt	h (mm)	i (mm/h)	Yi	Xi
1	0,13	6,3	375,1	0,159947611	60
2	0,18	8,7	259,7	0,115517719	30
3	0,229	11,0	220,3	0,090799954	20
4	0,272	13,1	196,2	0,07644555	15
5	0,322	15,5	185,8	0,064575123	12
10	0,489	23,5	141,1	0,04252186	6
15	0,601	28,9	115,6	0,034597653	4
30	0,811	39,0	78,0	0,025638951	2
45	0,913	43,9	58,5	0,022774578	1,3333
60	1	48,1	48,1	0,020793189	1

a =	60,80
b =	0,2642



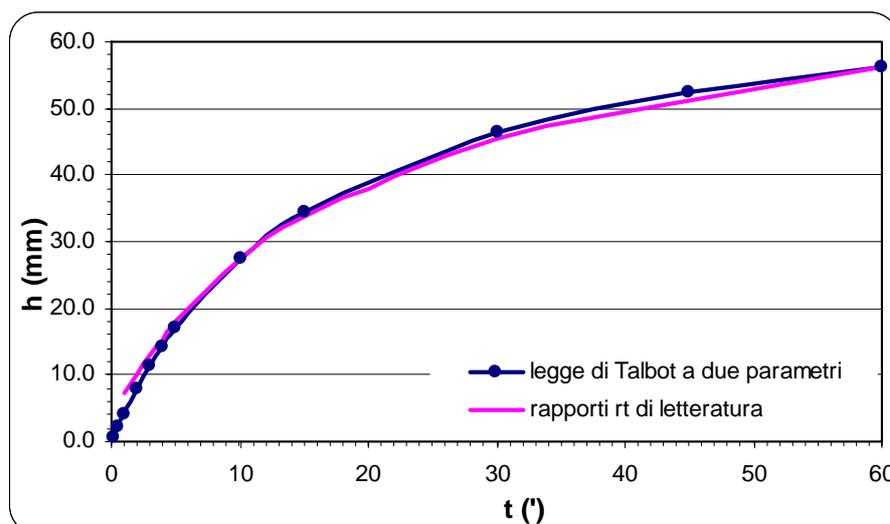
Bacino del FOSSO COLATORE DEL PILONE
(Elaborazione con la formula di Talbot a due parametri)

Tempo di ritorno = 50 anni

a =	56,14891
n =	0,3664

t (')	coeff rt	h (mm)	i (mm/h)	Yi	Xi
1	0,13	7,3	438,0	0,136998344	60
2	0,18	10,1	303,2	0,098943249	30
3	0,229	12,9	257,2	0,077771986	20
4	0,272	15,3	229,1	0,06547715	15
5	0,322	18,1	217,0	0,05530989	12
10	0,489	27,5	164,7	0,036420828	6
15	0,601	33,7	135,0	0,029633585	4
30	0,811	45,5	91,1	0,021960277	2
45	0,913	51,3	68,4	0,019506884	1,3333
60	1	56,1	56,1	0,017809785	1

a =	70,98
b =	0,2642



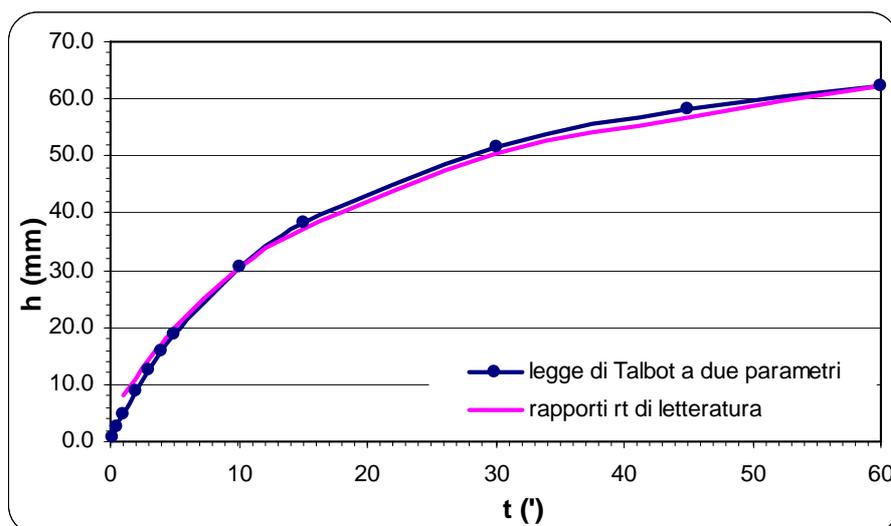
Bacino del FOSSO COLATORE DEL PILONE
(Elaborazione con la formula di Talbot a due parametri)

Tempo di ritorno = 100 anni

a =	62,20355
n =	0,3655

t (')	coeff rt	h (mm)	i (mm/h)	Yi	Xi
1	0,13	8,1	485,2	0,123663484	60
2	0,18	11,2	335,9	0,089312516	30
3	0,229	14,2	284,9	0,070201978	20
4	0,272	16,9	253,8	0,059103871	15
5	0,322	20,0	240,4	0,049926251	12
10	0,489	30,4	182,5	0,032875773	6
15	0,601	37,4	149,5	0,026749173	4
30	0,811	50,4	100,9	0,019822753	2
45	0,913	56,8	75,7	0,017608163	1,3333
60	1	62,2	62,2	0,016076253	1

a =	78,64
b =	0,2642



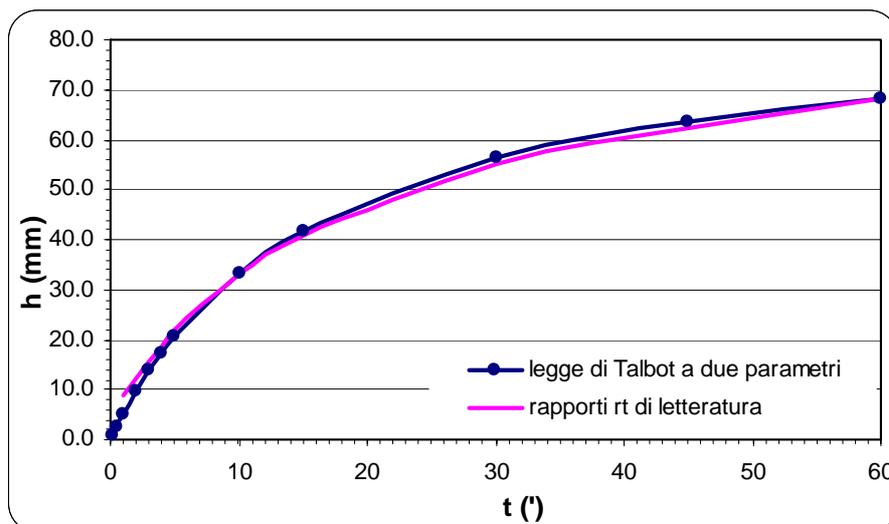
Bacino del FOSSO COLATORE DEL PILONE
(Elaborazione con la formula di Talbot a due parametri)

Tempo di ritorno = 200 anni

a =	68,036
n =	0,3654

t (')	coeff rt	h (mm)	i (mm/h)	Yi	Xi
1	0,13	8,8	530,7	0,113062315	60
2	0,18	12,2	367,4	0,081656117	30
3	0,229	15,6	311,6	0,064183847	20
4	0,272	18,5	277,6	0,054037136	15
5	0,322	21,9	262,9	0,045646276	12
10	0,489	33,3	199,6	0,030057466	6
15	0,601	40,9	163,6	0,024456075	4
30	0,811	55,2	110,4	0,018123429	2
45	0,913	62,1	82,8	0,016098687	1,3333
60	1	68,0	68,0	0,014698101	1

a =	86,01
b =	0,2642



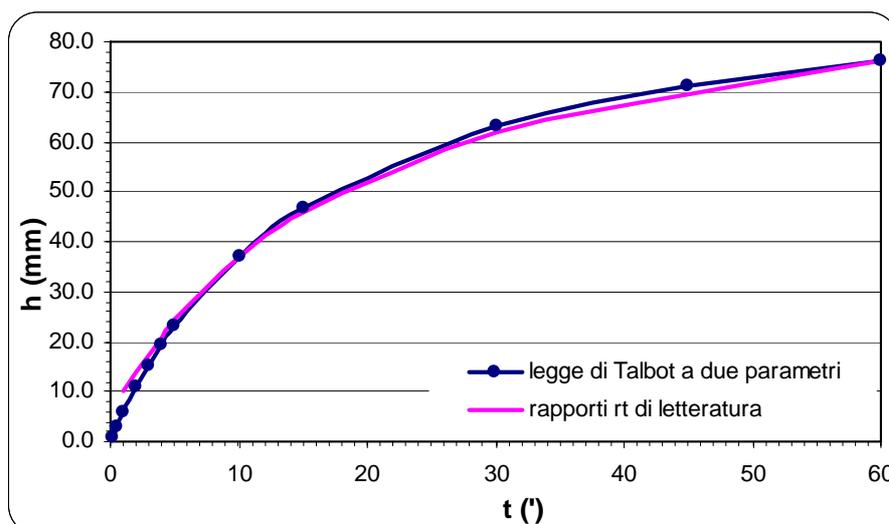
Bacino del FOSSO COLATORE DEL PILONE
(Elaborazione con la formula di Talbot a due parametri)

Tempo di ritorno = 500 anni

a =	76,17316
n =	0,3640

t (')	coeff rt	h (mm)	i (mm/h)	Yi	Xi
1	0,13	9,9	594,2	0,10098449	60
2	0,18	13,7	411,3	0,072933243	30
3	0,229	17,4	348,9	0,05732744	20
4	0,272	20,7	310,8	0,048264646	15
5	0,322	24,5	294,3	0,040770136	12
10	0,489	37,2	223,5	0,026846592	6
15	0,601	45,8	183,1	0,021843567	4
30	0,811	61,8	123,6	0,016187403	2
45	0,913	69,5	92,7	0,014378953	1,3333
60	1	76,2	76,2	0,013127984	1

a =	96,30
b =	0,2642





COMUNE DI CASELETTE – PROVINCIA DI TORINO
*Adeguamento del P.R.G.C. ai sensi dell'art. 18 del PAI e delle
circolari P.G.R. 7/LAP/96 e 14/LAP/98 - Verifica di compatibilità
idraulica*



ELABORATO 1 *Relazione Idrologico - Idraulica*

215C-G01-RIE-01-2

ALLEGATO 6

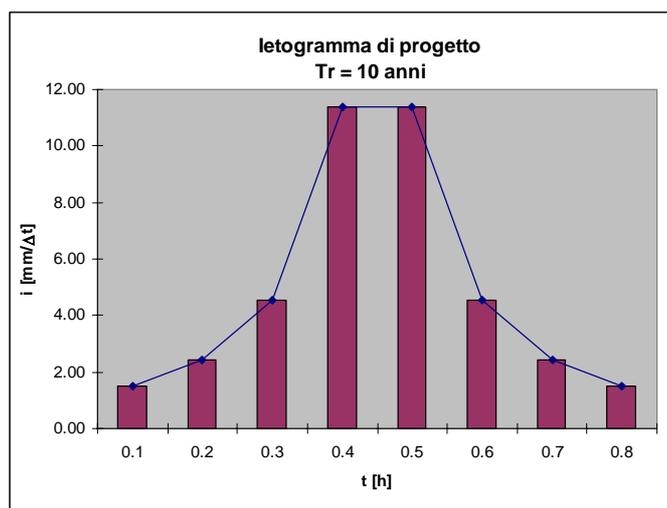
letogrammi rettangolari e Chicago dei bacini ($Tr = 100, 200$ e 500 anni)

Bacino del FOSSO COLATORE DEL PILONE

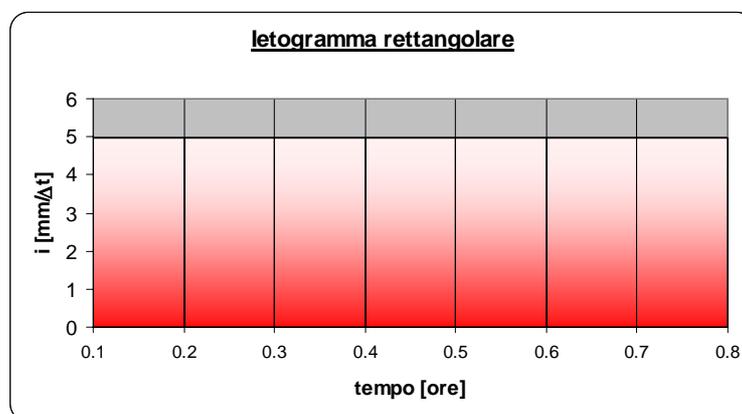
Tempo di ritorno = 10 anni

(Ietogramma CHICAGO)

Intervalli	tp (h)	h (t<tr) (mm)	h (t>tr) (mm)	i(t) (mm/h)	i(t) (mm/Δt)
0	0	0,00		0	0
1	0,1	1,52		15,21	1,52
2	0,2	3,96		24,36	2,44
3	0,3	8,49		45,36	4,54
4	0,4	19,89	19,89	114,02	11,40
5	0,5		31,30	114,02	11,40
6	0,6		35,83	45,36	4,54
7	0,7		38,27	24,36	2,44
8	0,8		39,79	15,21	1,52



(Ietogramma RETTANGOLARE)

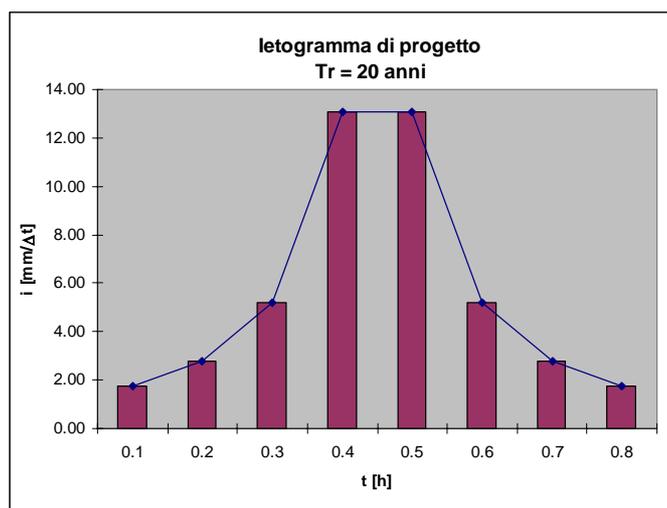


Bacino del FOSSO COLATORE DEL PILONE

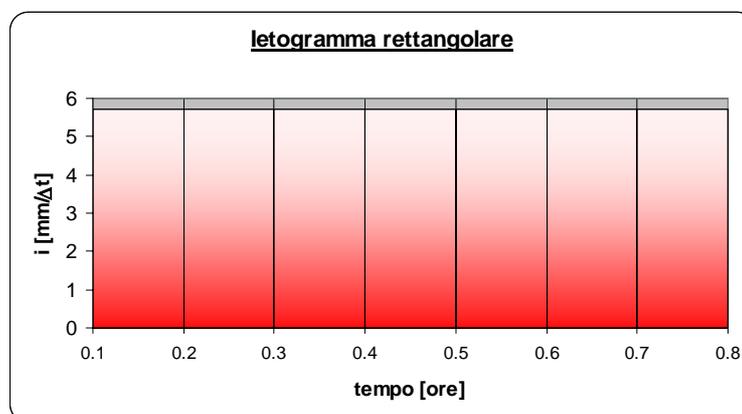
Tempo di ritorno = 20 anni

(Ietogramma CHICAGO)

Intervalli	tp (h)	h (t<tr) (mm)	h (t>tr) (mm)	i(t) (mm/h)	i(t) (mm/Δt)
0	0	0,00		0	0
1	0,1	1,75		17,47	1,75
2	0,2	4,55		27,99	2,80
3	0,3	9,76		52,10	5,21
4	0,4	22,85	22,85	130,97	13,10
5	0,5		35,95	130,97	13,10
6	0,6		41,16	52,10	5,21
7	0,7		43,96	27,99	2,80
8	0,8		45,70	17,47	1,75



(Ietogramma RETTANGOLARE)

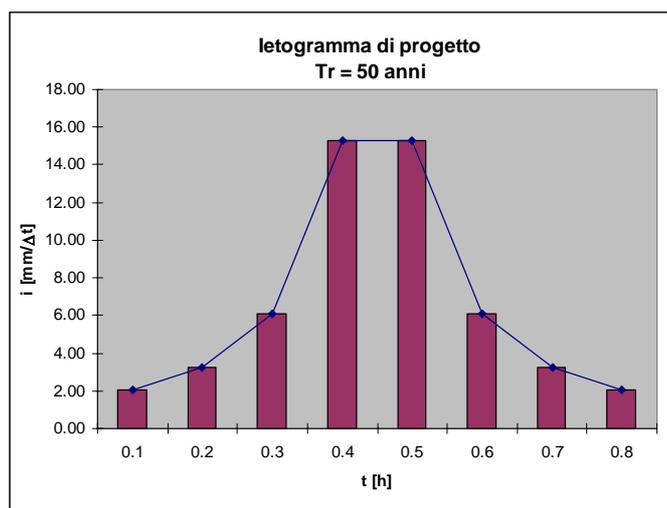


Bacino del FOSSO COLATORE DEL PILONE

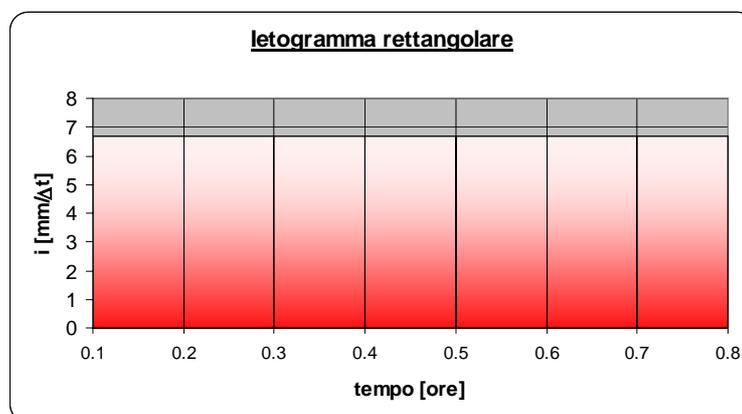
Tempo di ritorno = 50 anni

(Ietogramma CHICAGO)

Intervalli	tp (h)	h (t<tr) (mm)	h (t>tr) (mm)	i(t) (mm/h)	i(t) (mm/Δt)
0	0	0,00		0	0
1	0,1	2,04		20,39	2,04
2	0,2	5,31		32,67	3,27
3	0,3	11,39		60,83	6,08
4	0,4	26,68	26,68	152,91	15,29
5	0,5		41,97	152,91	15,29
6	0,6		48,05	60,83	6,08
7	0,7		51,32	32,67	3,27
8	0,8		53,36	20,39	2,04



(Ietogramma RETTANGOLARE)

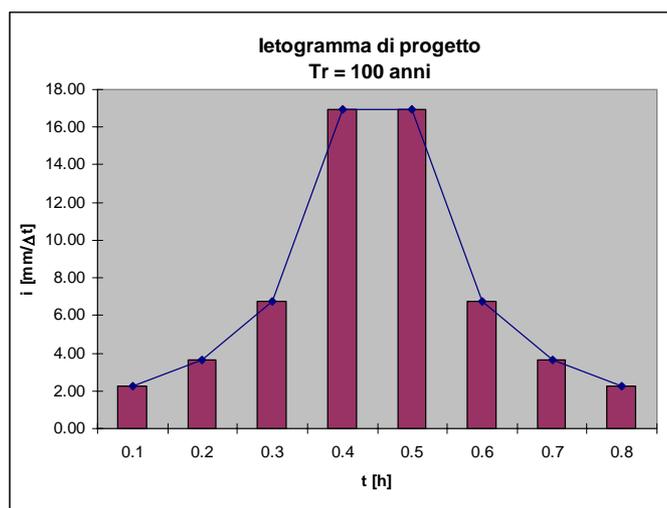


Bacino del FOSSO COLATORE DEL PILONE

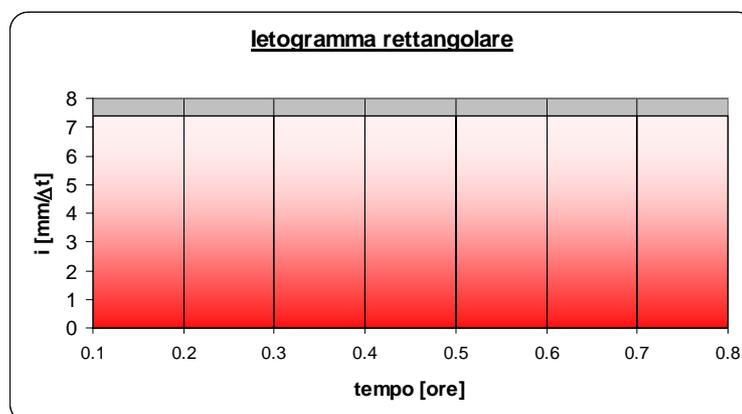
Tempo di ritorno = 100 anni

(Ietogramma CHICAGO)

Intervalli	tp (h)	h (t<tr) (mm)	h (t>tr) (mm)	i(t) (mm/h)	i(t) (mm/Δt)
0	0	0,00		0,00	0
1	0,1	2,26		22,59	2,26
2	0,2	5,88		36,20	3,62
3	0,3	12,62		67,39	6,74
4	0,4	29,56	29,56	169,40	16,94
5	0,5		46,50	169,40	16,94
6	0,6		53,24	67,39	6,74
7	0,7		56,86	36,20	3,62
8	0,8		59,11	22,59	2,26



(Ietogramma RETTANGOLARE)

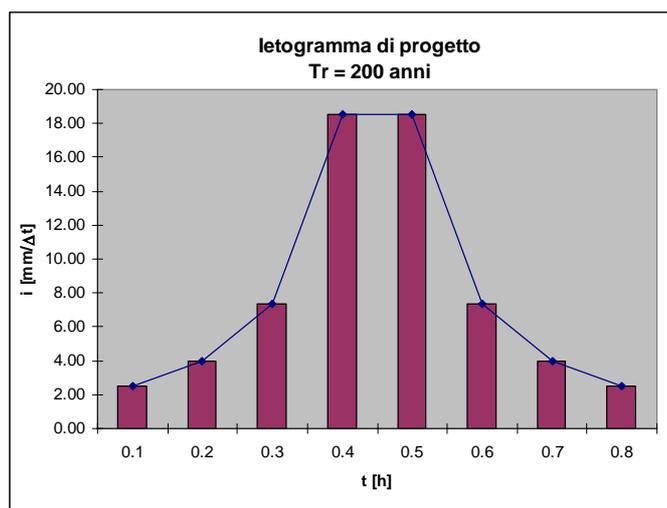


Bacino del FOSSO COLATORE DEL PILONE

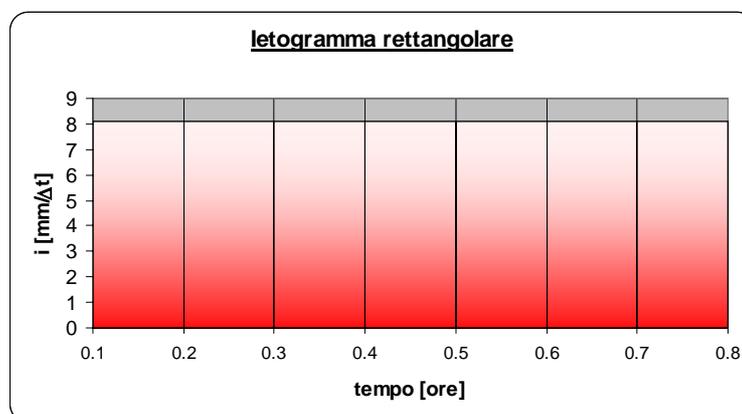
Tempo di ritorno = 200 anni

(letogramma CHICAGO)

Intervalli	tp (h)	h (t<tr) (mm)	h (t>tr) (mm)	i(t) (mm/h)	i(t) (mm/Δt)
0	0	0,00		0,00	0
1	0,1	2,47		24,71	2,47
2	0,2	6,43		39,59	3,96
3	0,3	13,80		73,70	7,37
4	0,4	32,33	32,33	185,28	18,53
5	0,5		50,86	185,28	18,53
6	0,6		58,23	73,70	7,37
7	0,7		62,19	39,59	3,96
8	0,8		64,66	24,71	2,47



(letogramma RETTANGOLARE)

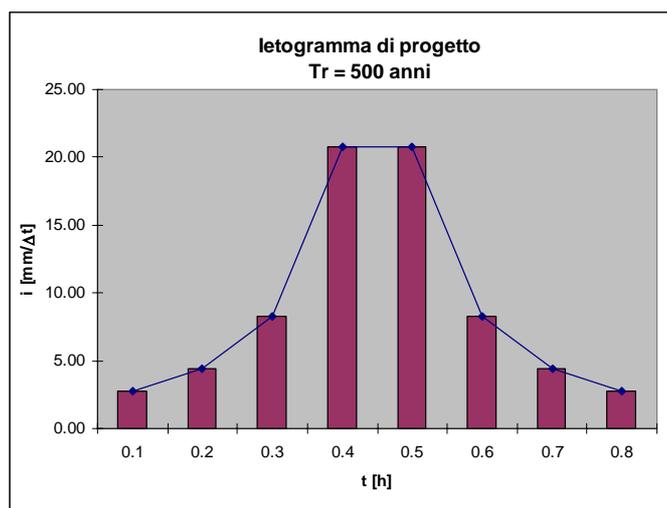


Bacino del FOSSO COLATORE DEL PILONE

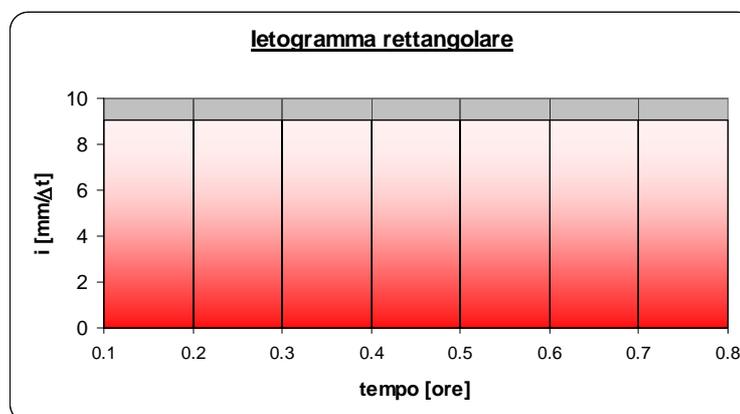
Tempo di ritorno = 500 anni

(Ietogramma CHICAGO)

Intervalli	tp (h)	h (t<tr) (mm)	h (t>tr) (mm)	i(t) (mm/h)	i(t) (mm/Δt)
0	0	0,00		0,00	0
1	0,1	2,77		27,67	2,77
2	0,2	7,20		44,33	4,43
3	0,3	15,45		82,52	8,25
4	0,4	36,20	36,20	207,44	20,74
5	0,5		56,94	207,44	20,74
6	0,6		65,19	82,52	8,25
7	0,7		69,62	44,33	4,43
8	0,8		72,39	27,67	2,77



(Ietogramma RETTANGOLARE)





ALLEGATO 7

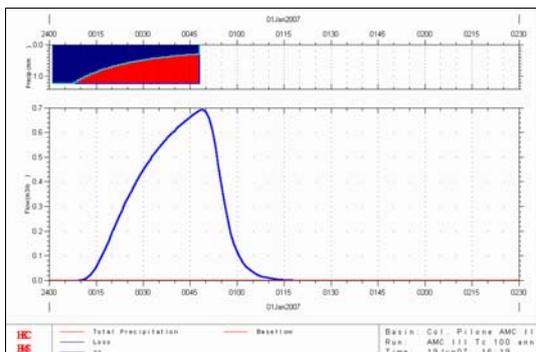
Idrogrammi di piena dei bacini ($T_r=100, 200$ e 500 anni)



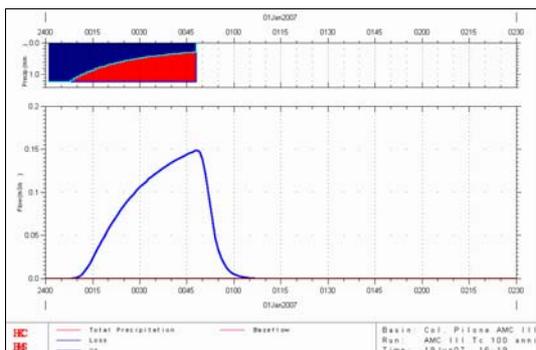
Bacino del FOSSO COLATORE DEL PILONE

Tempo di ritorno = 100 anni; ietogramma rettangolare; CN (AMC III)

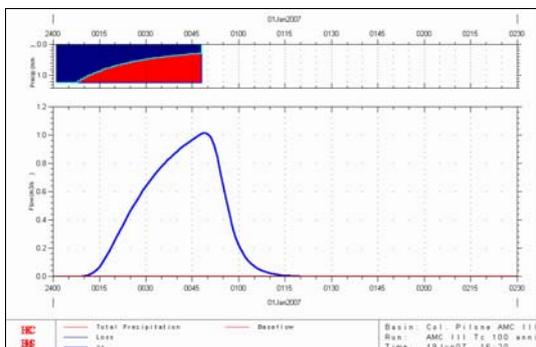
BACINO 22 ($tr = 100$)



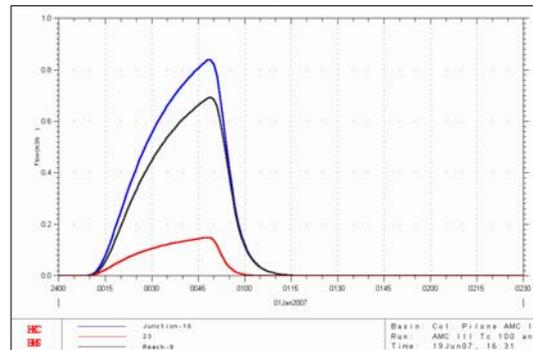
BACINO 23 ($tr = 100$)



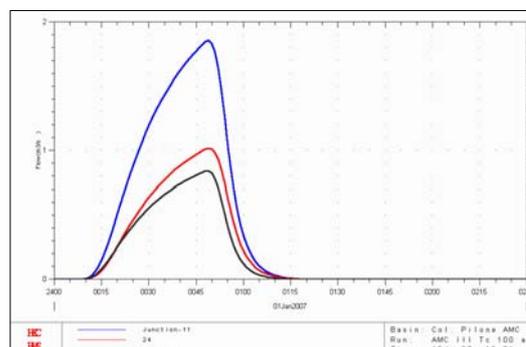
BACINO 24 ($tr = 100$)



CONFLUENZA

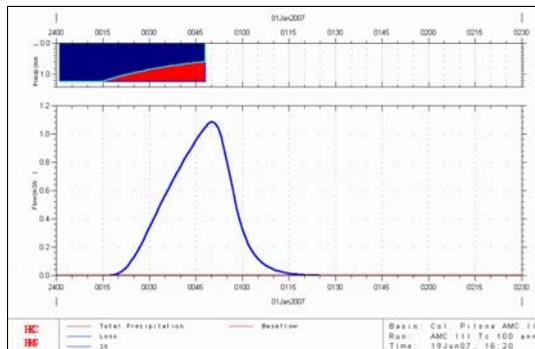


CONFLUENZA

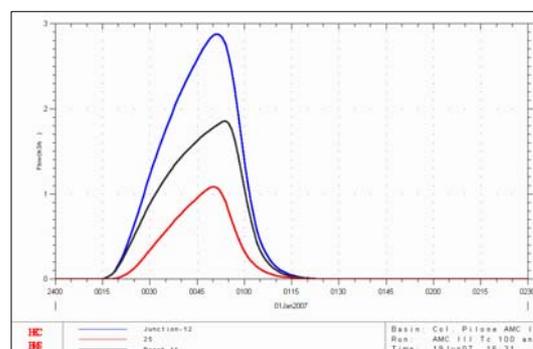




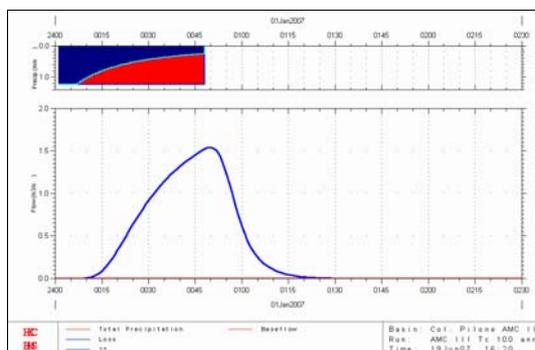
BACINO 25 ($tr = 100$)



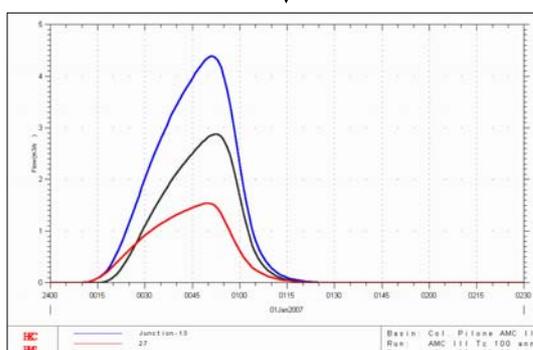
CONFLUENZA



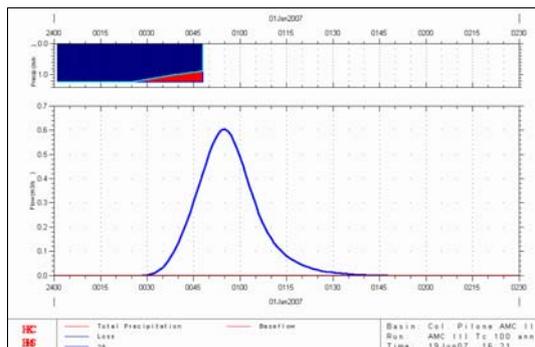
BACINO 27 ($tr = 100$)



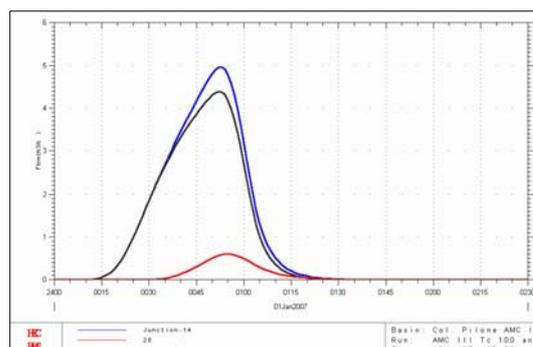
CONFLUENZA



BACINO 28 ($tr = 100$)



CONFLUENZA

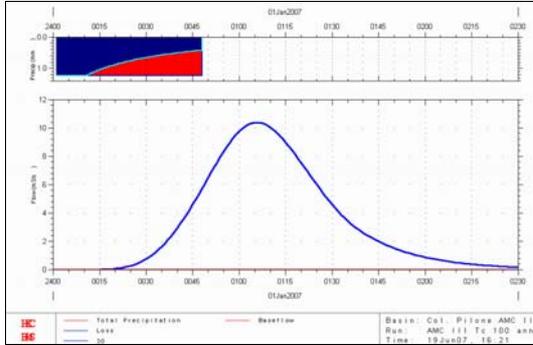




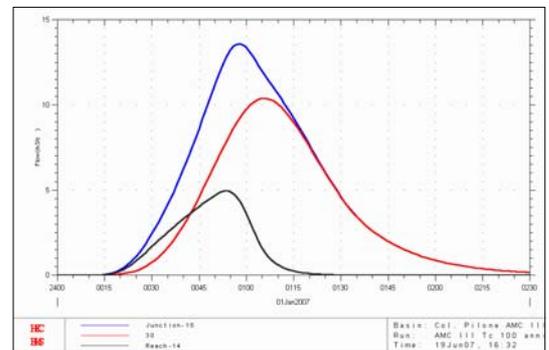
ELABORATO 1 Relazione Idrologico - Idraulica

215C-G01-RIE-01-1

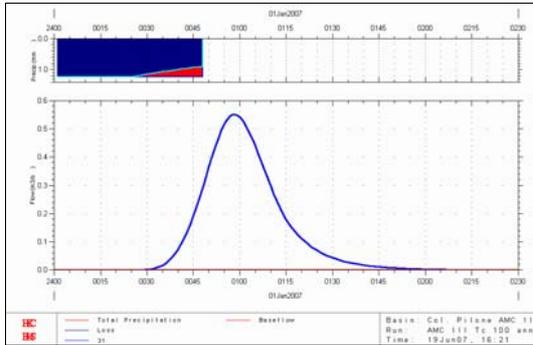
BACINO 30 ($tr = 100$)



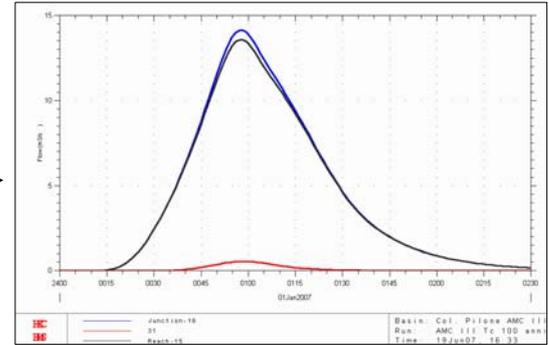
CONFLUENZA



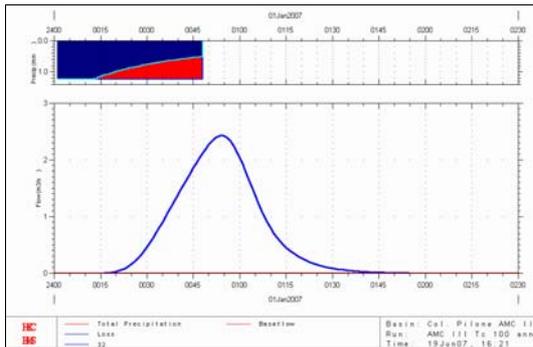
BACINO 31 ($tr = 100$)



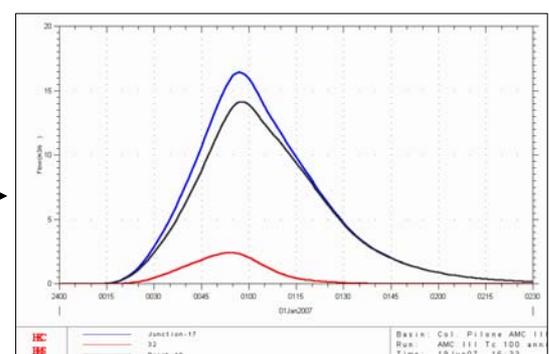
CONFLUENZA



BACINO 32 ($tr = 100$)



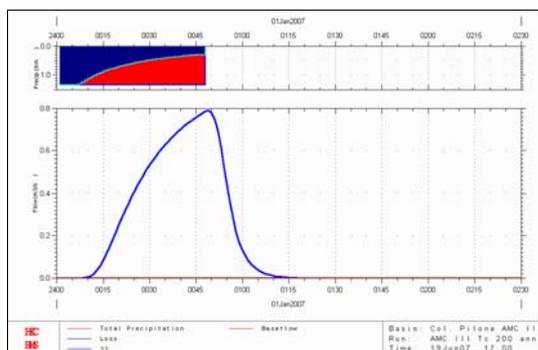
CONFLUENZA



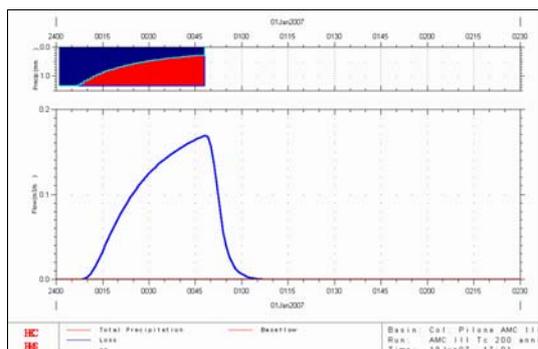
Bacino del FOSSO COLATORE DEL PILONE

Tempo di ritorno = 200 anni; ietogramma rettangolare; CN (AMC III)

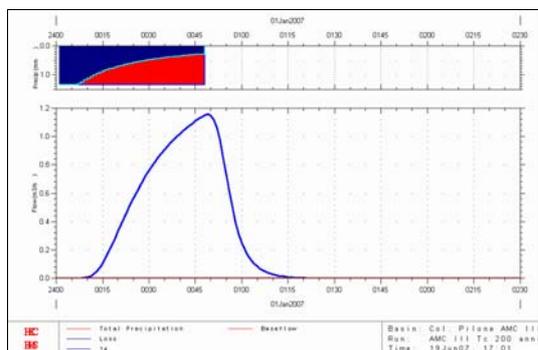
BACINO 22 ($tr = 200$)



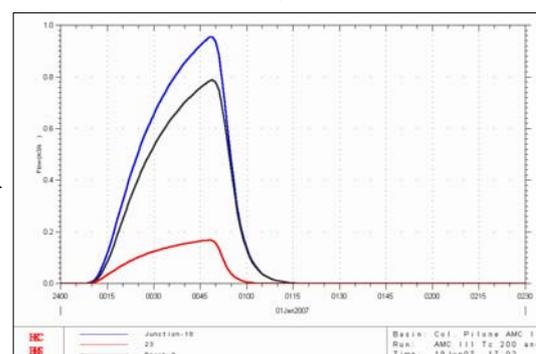
BACINO 23 ($tr = 200$)



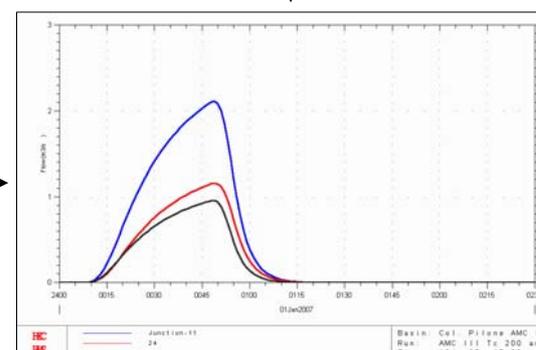
BACINO 24 ($tr = 200$)



CONFLUENZA

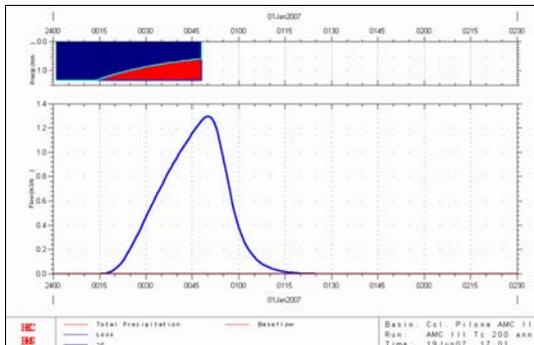


CONFLUENZA

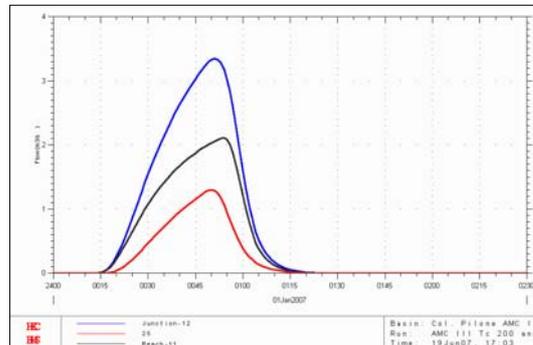




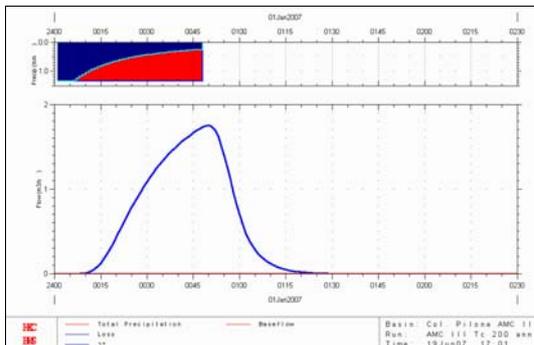
BACINO 25 ($tr = 200$)



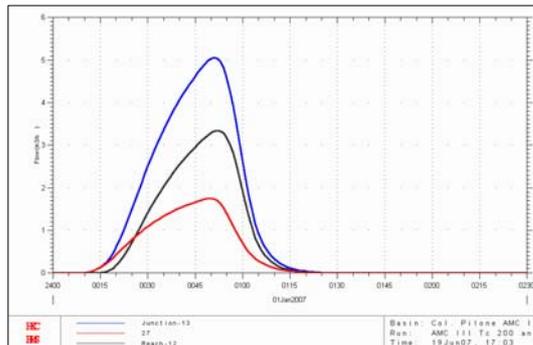
CONFLUENZA



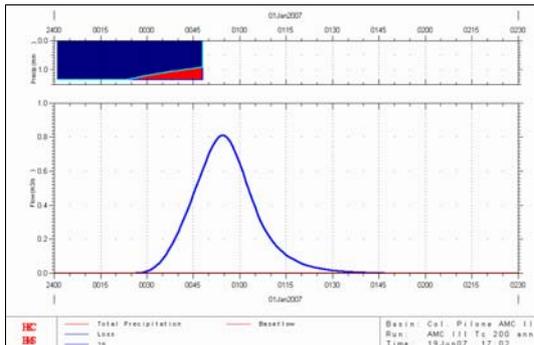
BACINO 27 ($tr = 200$)



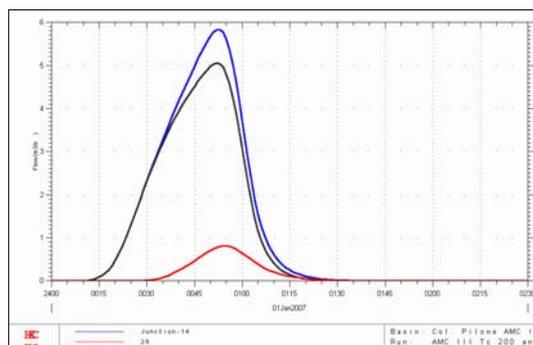
CONFLUENZA



BACINO 28 ($tr = 200$)

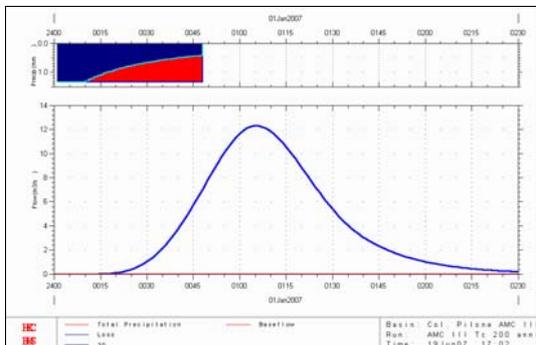


CONFLUENZA

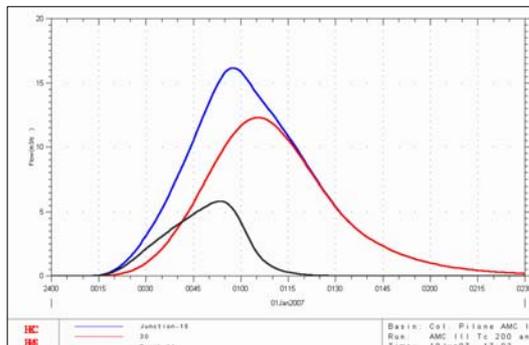




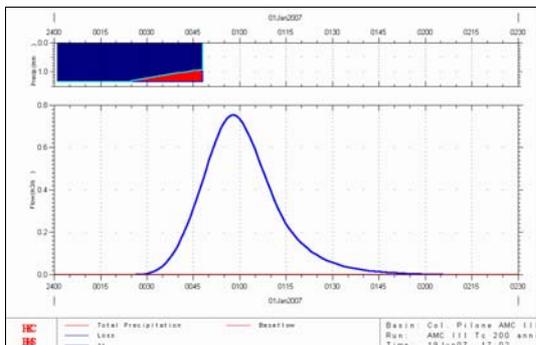
BACINO 30 ($tr = 200$)



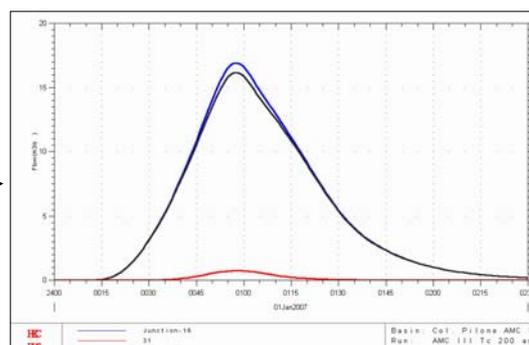
CONFLUENZA



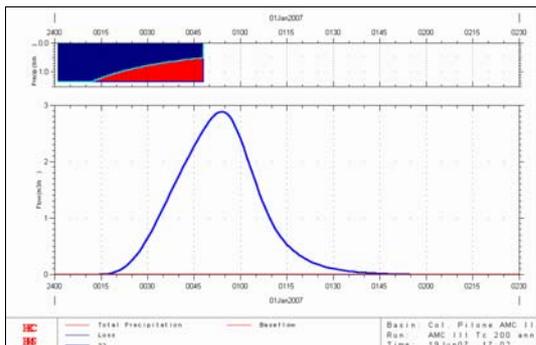
BACINO 31 ($tr = 200$)



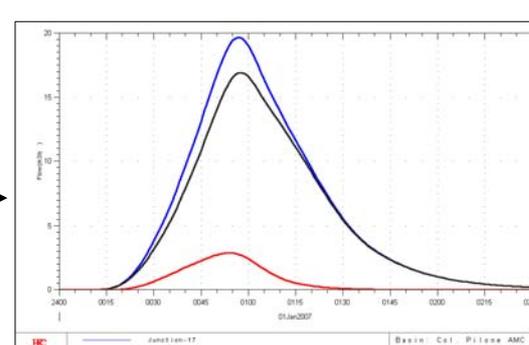
CONFLUENZA



BACINO 32 ($tr = 200$)



CONFLUENZA

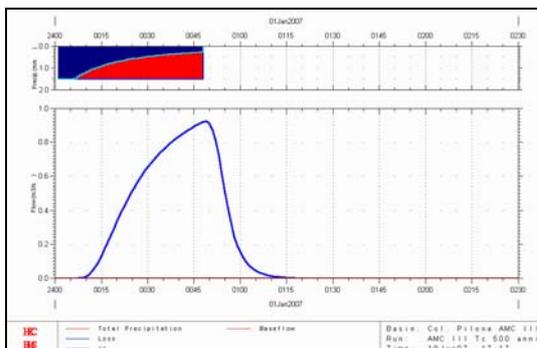




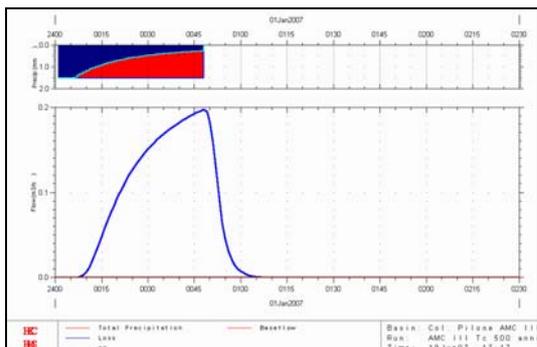
Bacino del FOSSO COLATORE DEL PILONE

Tempo di ritorno = 500 anni; ietogramma rettangolare; CN (AMC III)

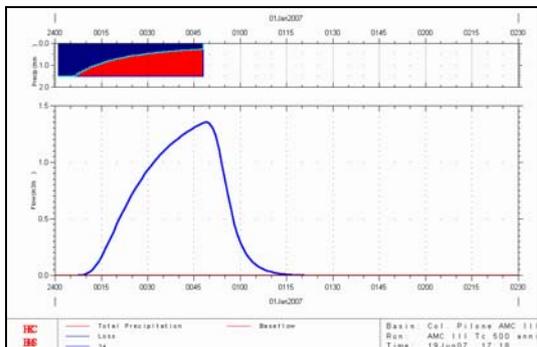
BACINO 22 ($tr = 500$)



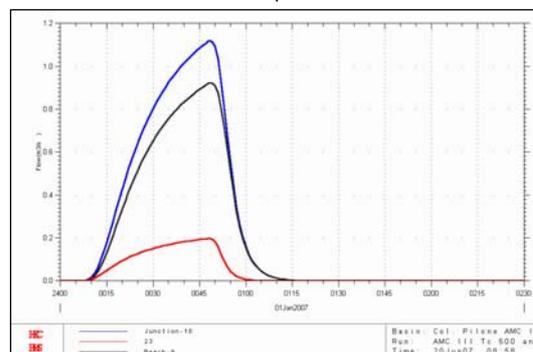
BACINO 23 ($tr = 500$)



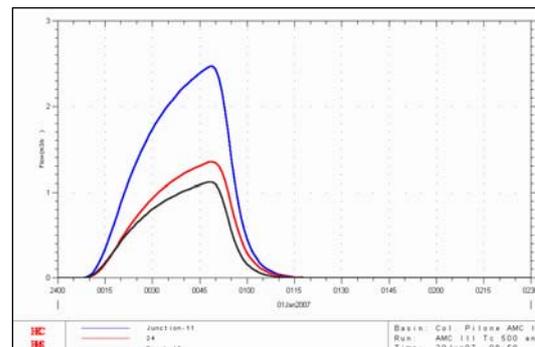
BACINO 24 ($tr = 500$)



CONFLUENZA

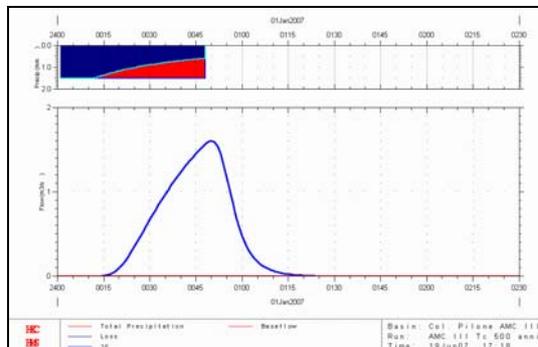


CONFLUENZA

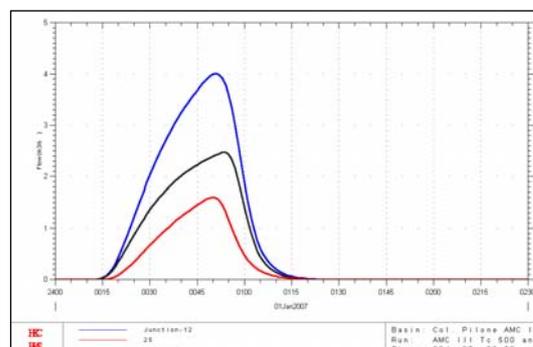




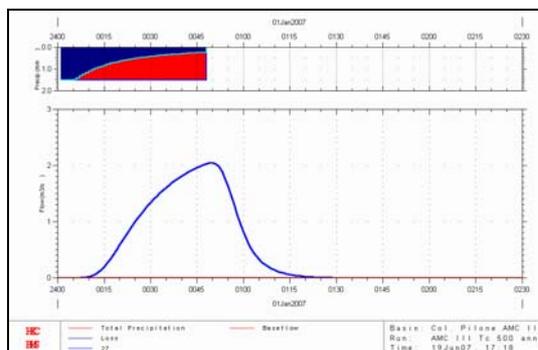
BACINO 25 ($tr = 500$)



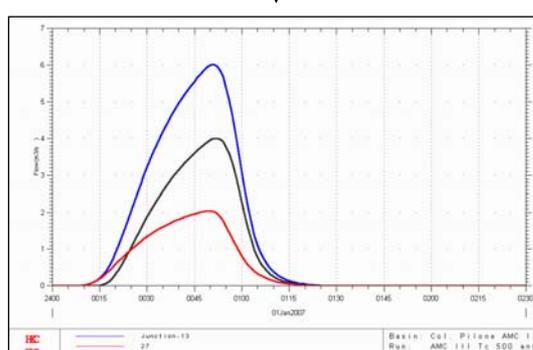
CONFLUENZA



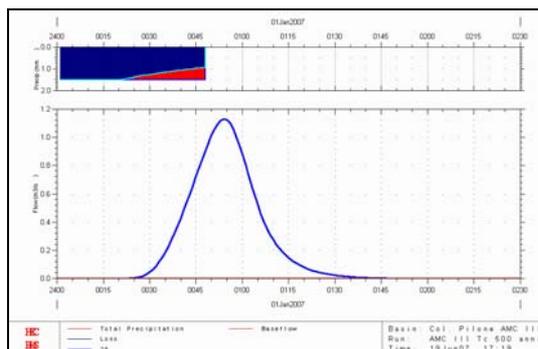
BACINO 27 ($tr = 500$)



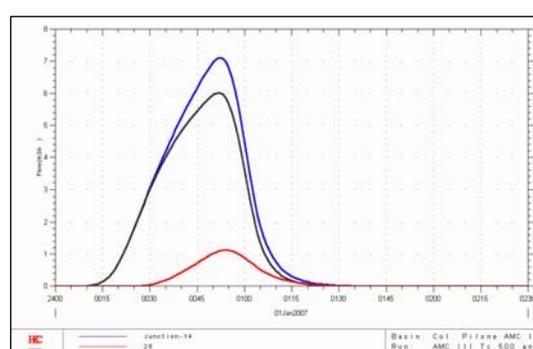
CONFLUENZA



BACINO 28 ($tr = 500$)



CONFLUENZA

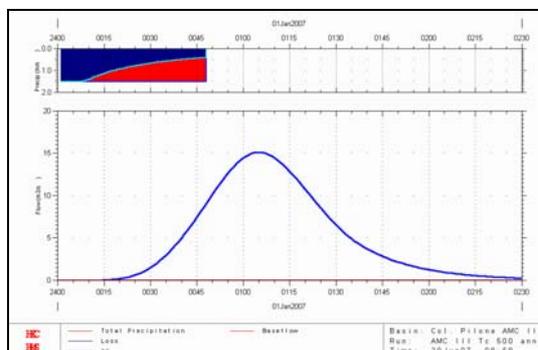




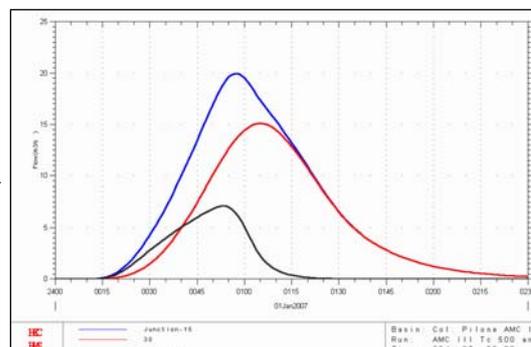
ELABORATO 1 Relazione Idrologico - Idraulica

215C-G01-RIE-01-1

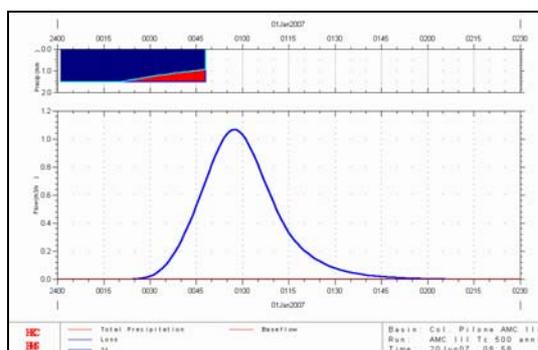
BACINO 30 ($tr = 500$)



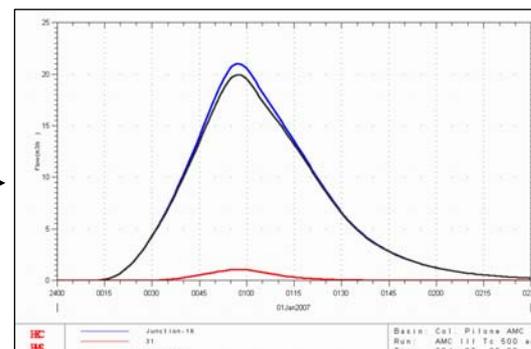
CONFLUENZA



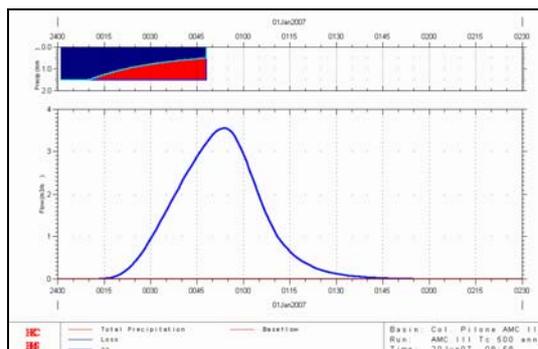
BACINO 31 ($tr = 500$)



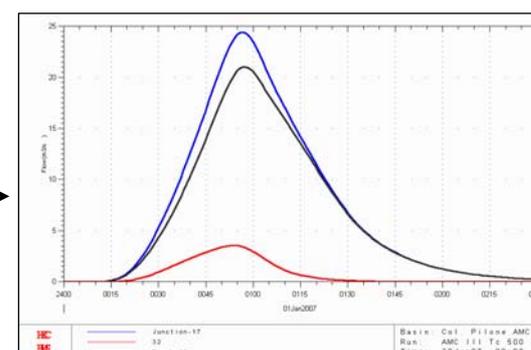
CONFLUENZA



BACINO 32 ($tr = 500$)



CONFLUENZA

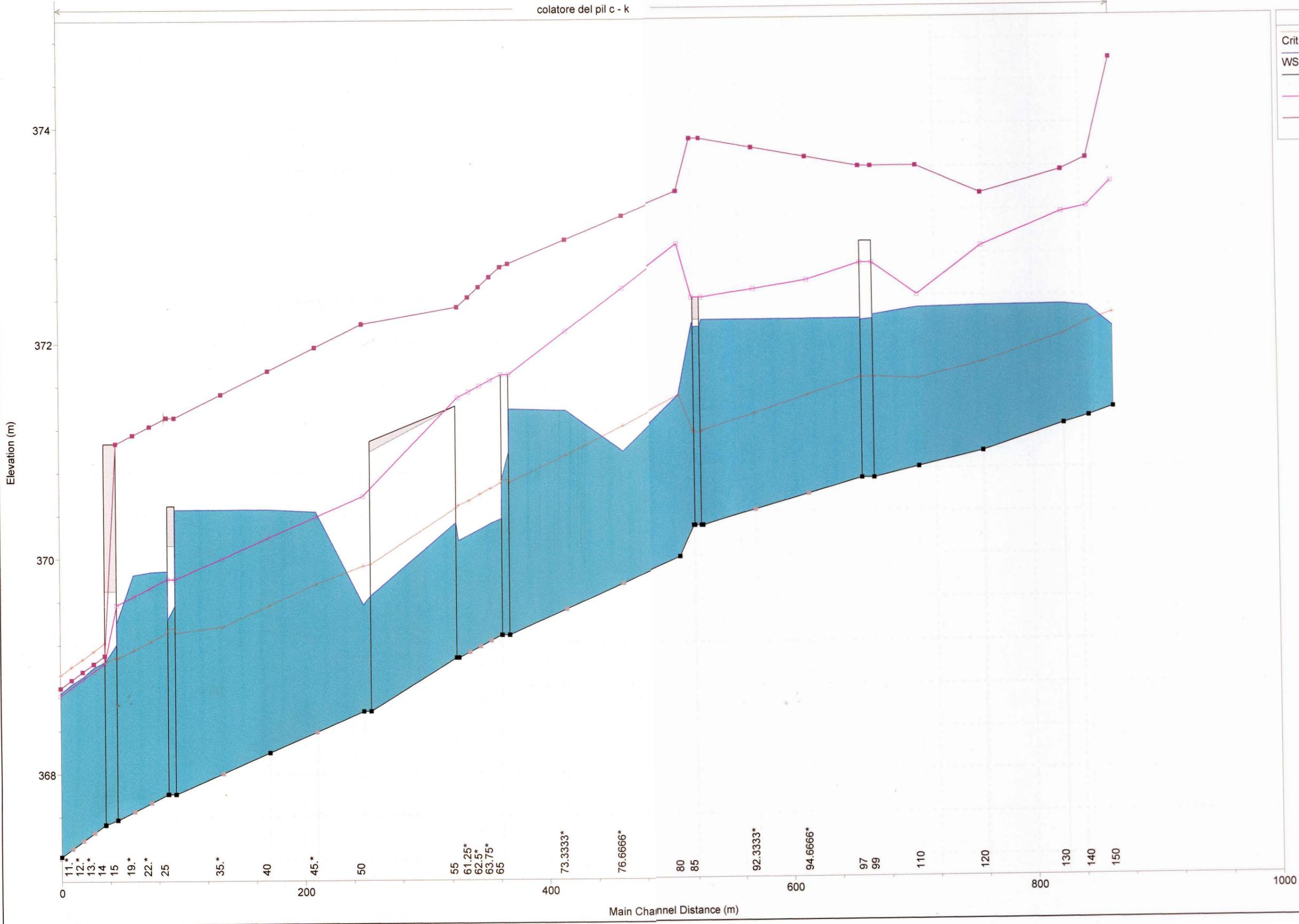




ALLEGATO 8

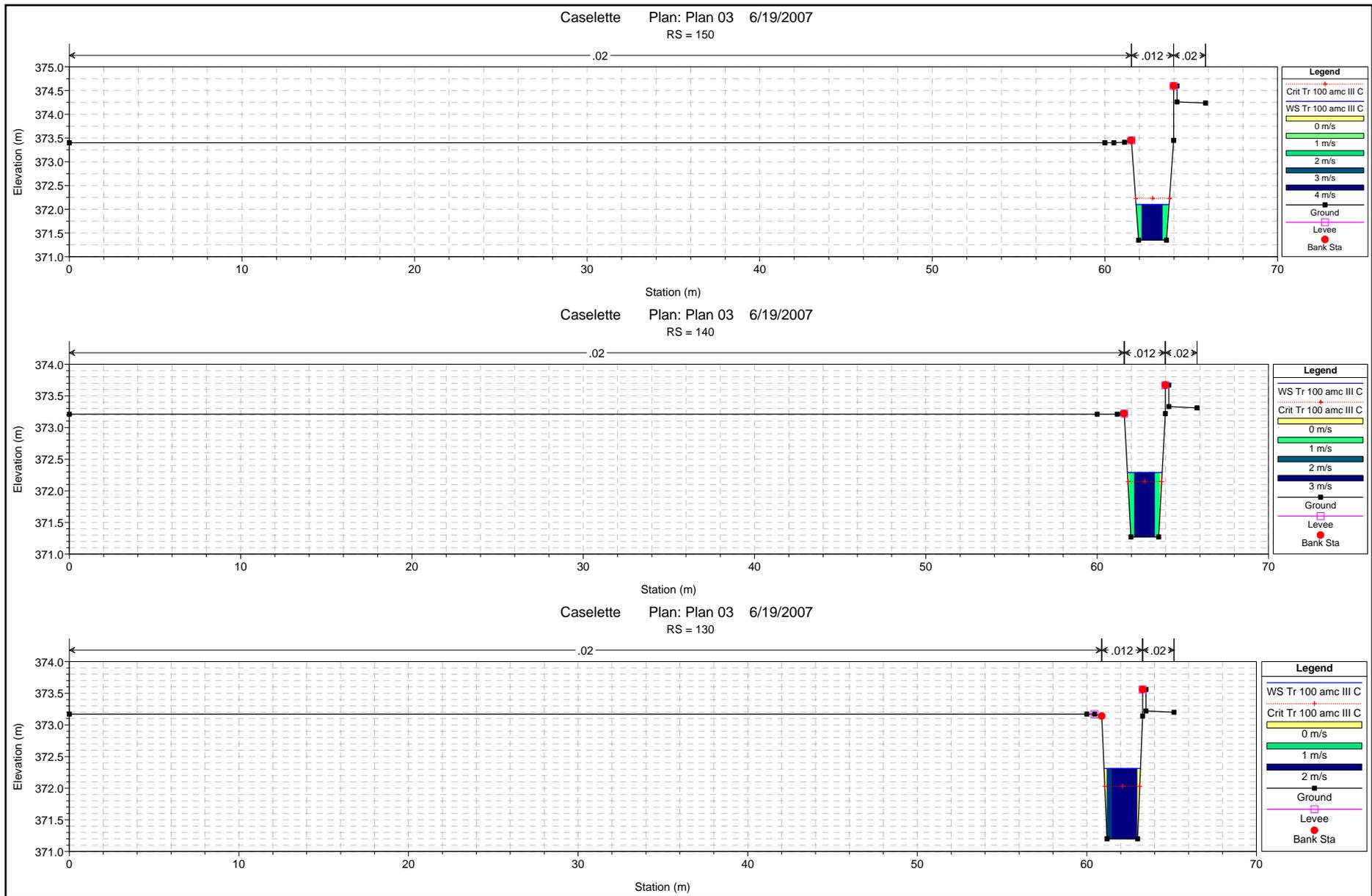
Risultato delle simulazioni idrauliche del Fosso Colatore per $T_r = 100$ anni

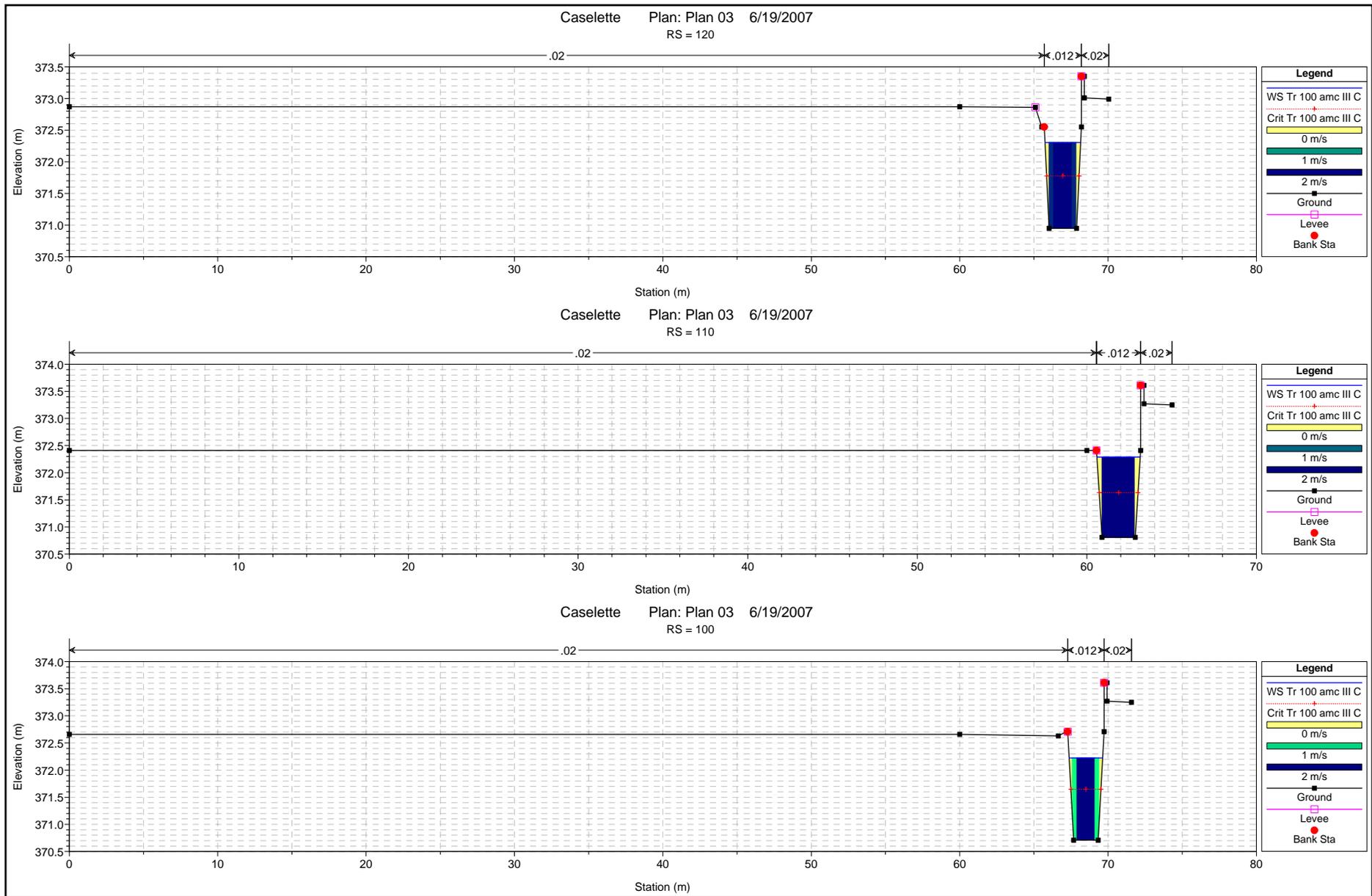
colatore del pil c - k

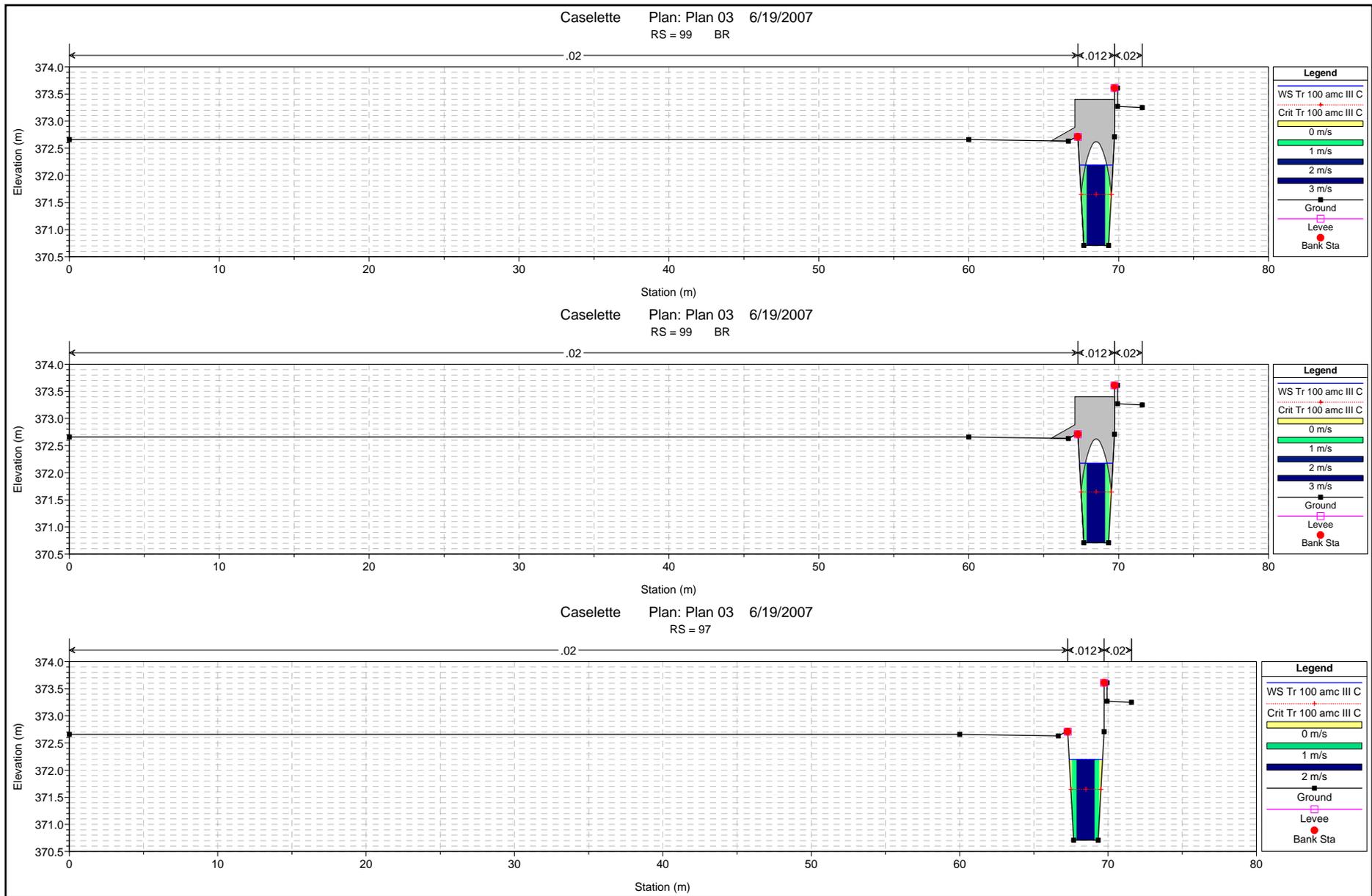


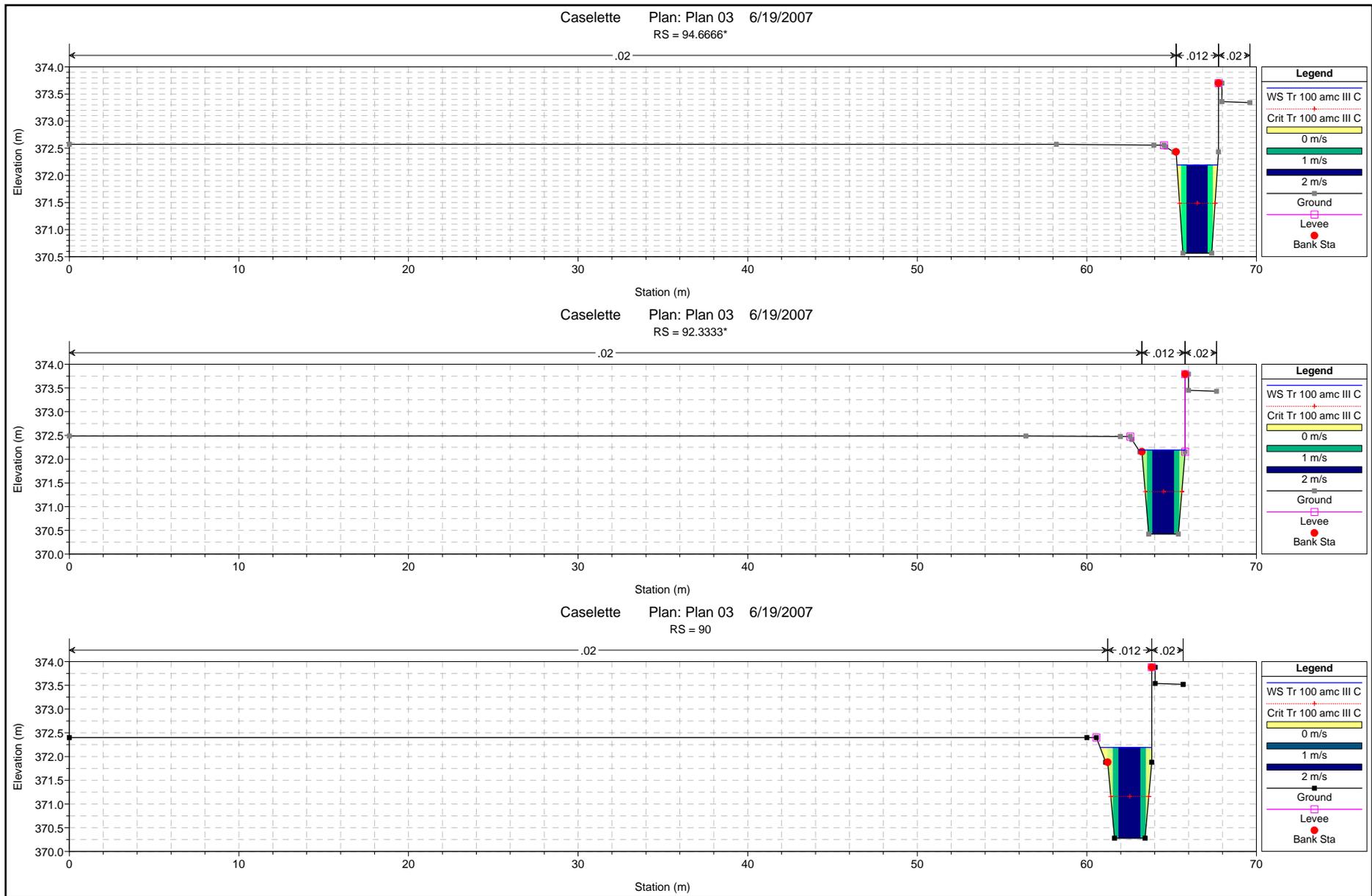
Legend	
Crit Tr 100 amc III C	(Orange line with triangles)
WS Tr 100 amc III C	(Black line with squares)
Ground	(Black line with squares)
Left Levee	(Pink line with squares)
Right Levee	(Pink line with squares)

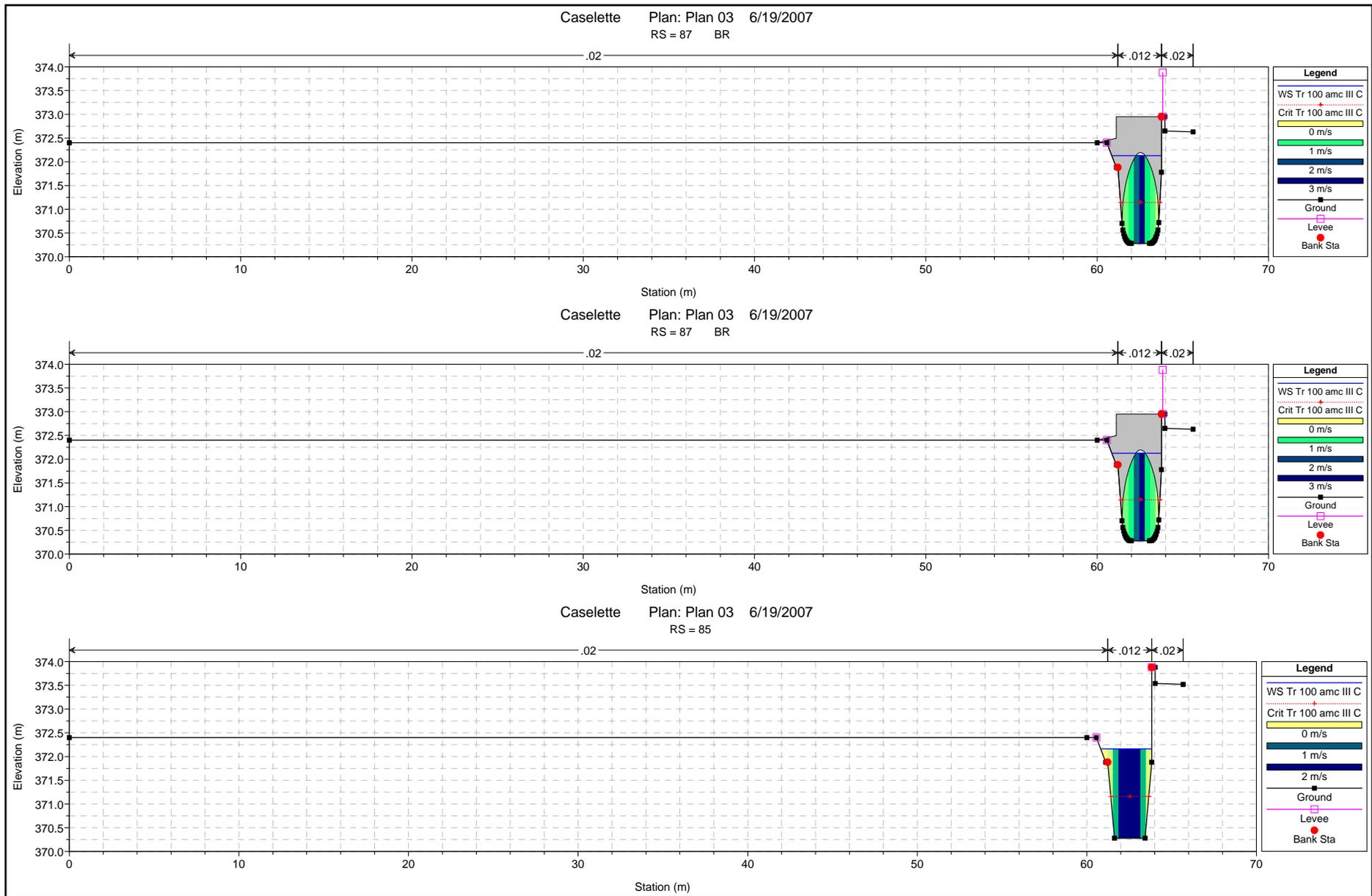
HEC-RAS Plan: Plan 02 - River: colatore del pila - Reach: c - k - Profile: Tr-100 amc III C														
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl	Levee El Left (m)	Levee El Right (m)
c - k	150	Tr-100 amc III C	4.39	371.35	372.10	372.23	372.66	0.005003	3.31	1.33	1.92	1.27	373.45	374.60
c - k	140	Tr-100 amc III C	4.39	371.27	372.29	372.15	372.57	0.002010	2.36	1.86	2.03	0.79	373.22	373.67
c - k	130	Tr-100 amc III C	4.39	371.20	372.31	372.03	372.52	0.001305	2.00	2.19	2.15	0.63	373.17	373.56
c - k	120	Tr-100 amc III C	4.58	370.95	372.30	371.78	372.43	0.000891	1.59	2.88	2.40	0.46	372.86	373.35
c - k	110	Tr-100 amc III C	4.77	370.81	372.29	371.63	372.39	0.000500	1.43	3.34	2.55	0.40	372.41	373.61
c - k	100	Tr-100 amc III C	4.96	370.71	372.22	371.65	372.37	0.000760	1.68	2.96	2.26	0.47	372.71	373.61
c - k	99	Bridge												
c - k	97	Tr-100 amc III C	4.96	370.71	372.20	371.65	372.35	0.000804	1.71	2.89	2.24	0.46	372.71	373.61
c - k	94.6666*	Tr-100 amc III C	4.96	370.57	372.19	371.49	372.31	0.000554	1.49	3.33	2.40	0.40	372.55	373.70
c - k	92.3333*	Tr-100 amc III C	4.96	370.42	372.19	371.32	372.28	0.000362	1.30	3.82	2.74	0.34	372.47	373.79
c - k	90	Tr-100 amc III C	4.96	370.28	372.19	371.16	372.26	0.000262	1.14	4.42	3.05	0.28	372.40	373.88
c - k	87	Bridge												
c - k	85	Tr-100 amc III C	4.96	370.28	372.16	371.16	372.23	0.000266	1.16	4.33	3.02	0.29	372.40	373.88
c - k	80	Tr-100 amc III C	13.58	369.99	371.49	371.49	372.16	0.002950	3.61	3.76	2.80	1.00	372.90	373.39
c - k	76.6666*	Tr-100 amc III C	13.58	369.75	370.98	371.22	371.95	0.004902	4.37	3.11	2.77	1.32	372.50	373.17
c - k	73.3333*	Tr-100 amc III C	13.58	369.52	371.36	370.95	371.73	0.001949	2.69	5.06	3.07	0.67	372.10	372.85
c - k	70	Tr-100 amc III C	13.96	369.28	371.38	370.70	371.65	0.000878	2.31	6.03	3.42	0.53	371.70	372.73
c - k	67.5	Bridge												
c - k	65	Tr-100 amc III C	13.96	369.28	370.36	370.70	371.52	0.006200	4.77	2.91	2.88	1.51	371.70	372.70
c - k	63.75*	Tr-100 amc III C	13.96	369.23	370.32	370.64	371.46	0.006089	4.74	2.93	2.88	1.50	371.65	372.61
c - k	62.5*	Tr-100 amc III C	13.96	369.18	370.26	370.59	371.41	0.006089	4.74	2.93	2.88	1.50	371.60	372.52
c - k	61.25*	Tr-100 amc III C	13.96	369.12	370.21	370.53	371.35	0.006089	4.74	2.93	2.88	1.50	371.54	372.42
c - k	60	Tr-100 amc III C	13.96	369.07	370.16	370.49	371.30	0.006089	4.74	2.93	2.88	1.50	371.49	372.33
c - k	55	Bridge												
c - k	50	Tr-100 amc III C	13.96	368.58	369.57	369.93	370.82	0.007059	4.96	2.80	2.95	1.62	370.57	372.18
c - k	45*	Tr-100 amc III C	14.13	368.36	370.43	369.76	370.47	0.000226	1.17	31.26	115.56	0.27	370.38	371.96
c - k	40	Tr-100 amc III C	14.13	368.19	370.46	369.56	370.46	0.000021	0.38	76.26	116.42	0.08	370.19	371.74
c - k	35*	Tr-100 amc III C	14.13	368.00	370.46	369.37	370.46	0.000008	0.25	94.49	92.27	0.05	370.00	371.53
c - k	30	Tr-100 amc III C	16.43	367.81	370.46	369.31	370.46	0.000008	0.25	95.06	66.12	0.05	369.81	371.31
c - k	27.5	Bridge												
c - k	25	Tr-100 amc III C	16.43	367.81	369.88	369.31	369.89	0.000040	0.51	56.21	68.12	0.12	369.81	371.31
c - k	22*	Tr-100 amc III C	16.43	367.73	369.88	369.23	369.89	0.000074	0.70	40.15	47.73	0.16	369.73	371.23
c - k	19*	Tr-100 amc III C	16.43	367.65	369.85	369.15	369.88	0.000176	1.10	24.13	27.35	0.25	369.65	371.15
c - k	16	Tr-100 amc III C	16.43	367.57	369.41	369.07	369.84	0.001467	2.92	5.63	3.43	0.73	369.57	371.07
c - k	15	Bridge												
c - k	14	Tr-100 amc III C	16.43	367.53	369.04	369.22	369.77	0.003151	3.85	4.82	6.73	1.05	369.03	369.10
c - k	13*	Tr-100 amc III C	16.43	367.46	368.99	369.14	369.68	0.002923	3.76	5.00	7.11	1.02	368.95	369.03
c - k	12*	Tr-100 amc III C	16.43	367.36	368.90	369.07	369.61	0.003087	3.63	4.87	6.83	1.04	368.88	369.95
c - k	11*	Tr-100 amc III C	16.43	367.31	368.84	369.00	369.53	0.002970	3.78	4.96	7.03	1.03	368.81	369.88
c - k	10	Tr-100 amc III C	16.43	367.23	368.75	369.92	369.46	0.003052	3.81	4.90	6.89	1.04	368.73	369.80

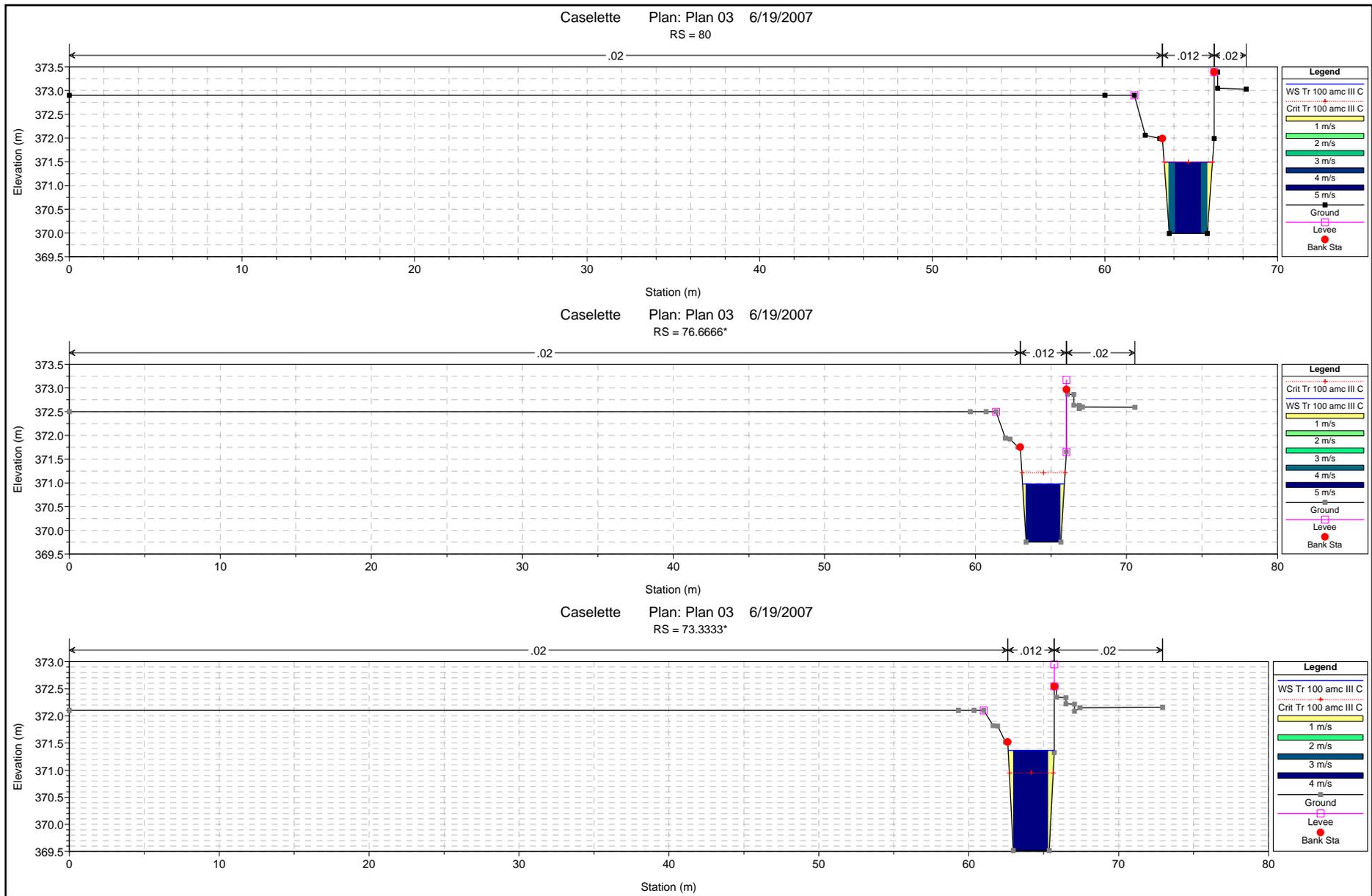


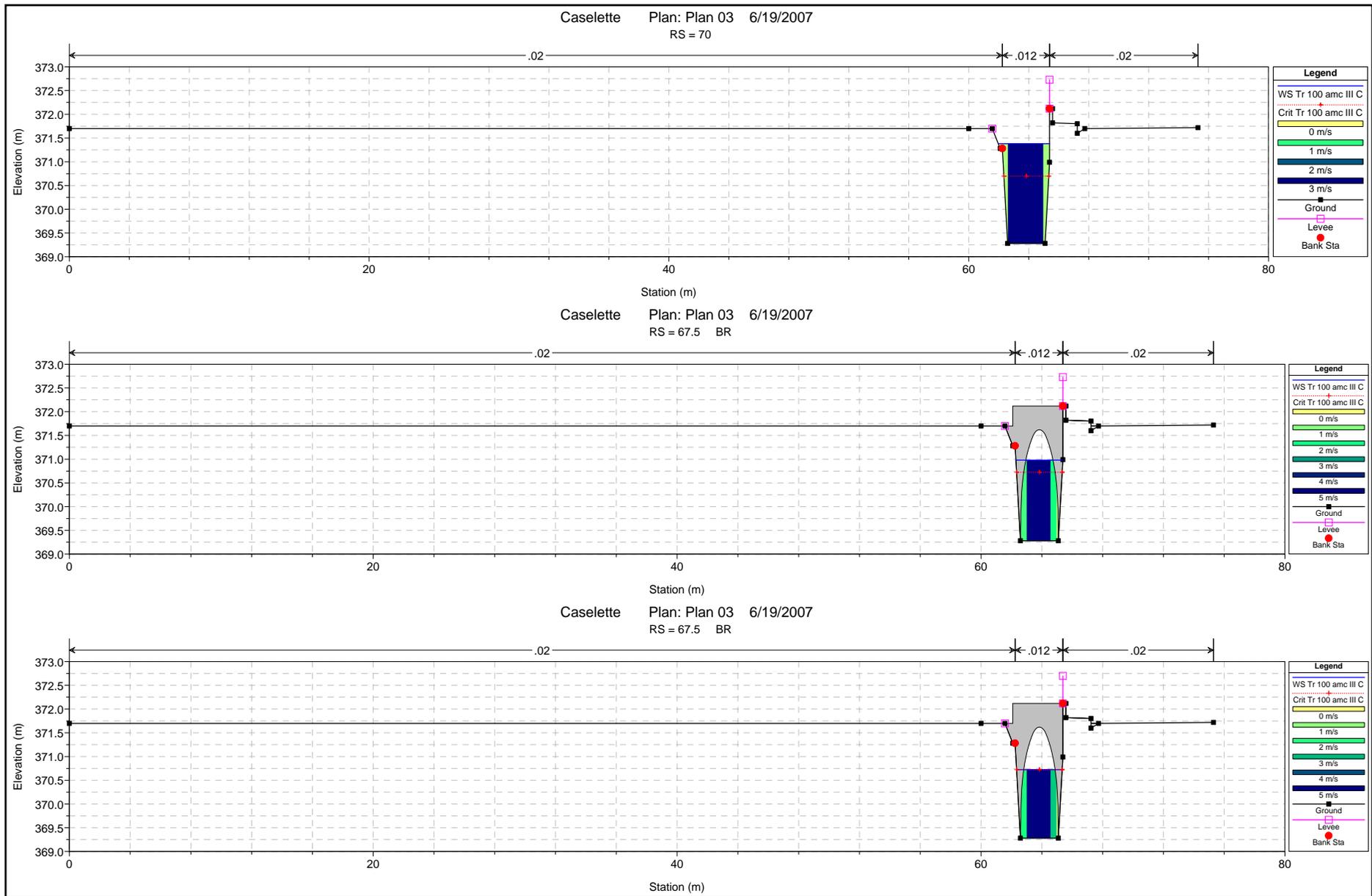


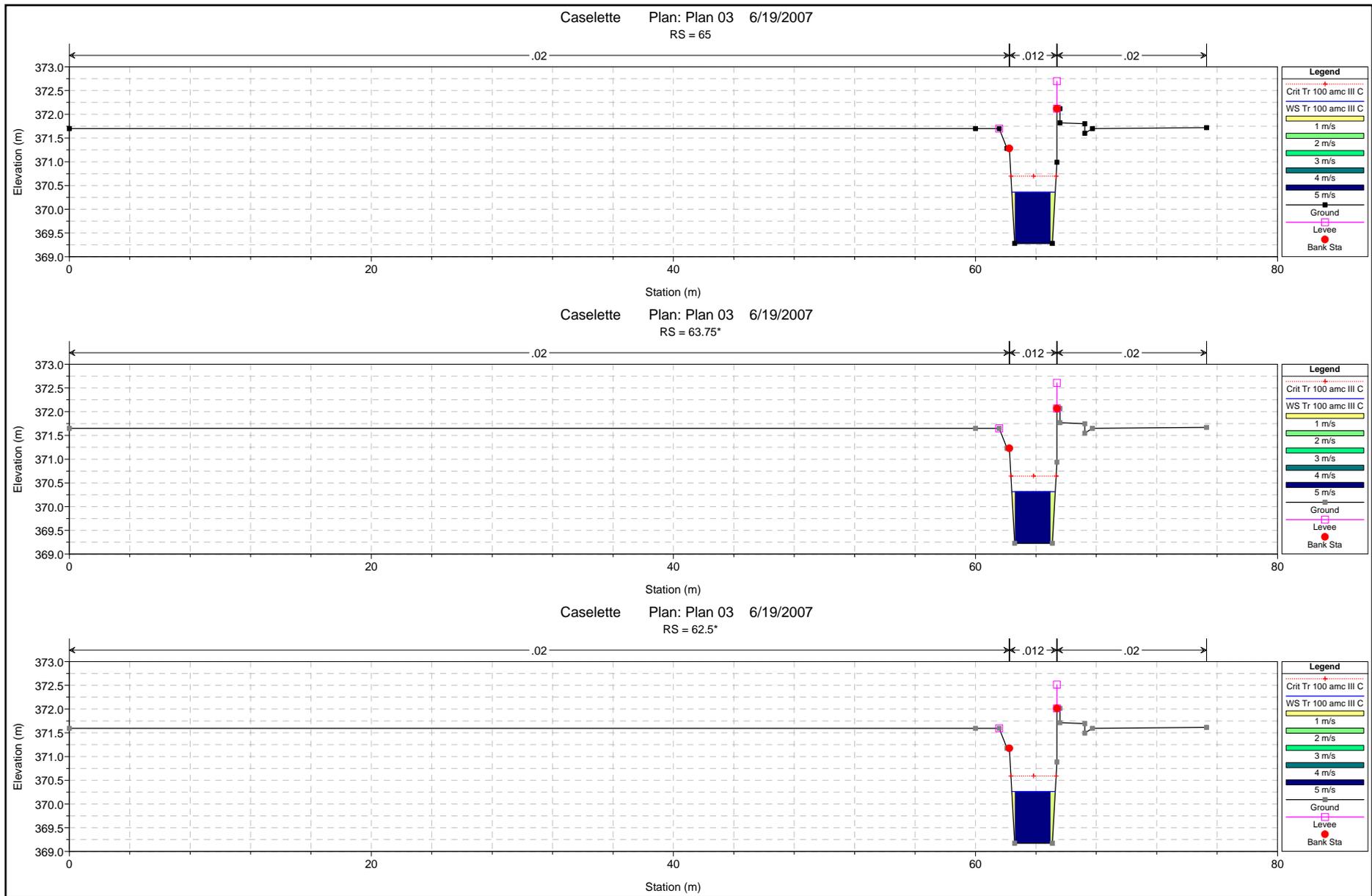


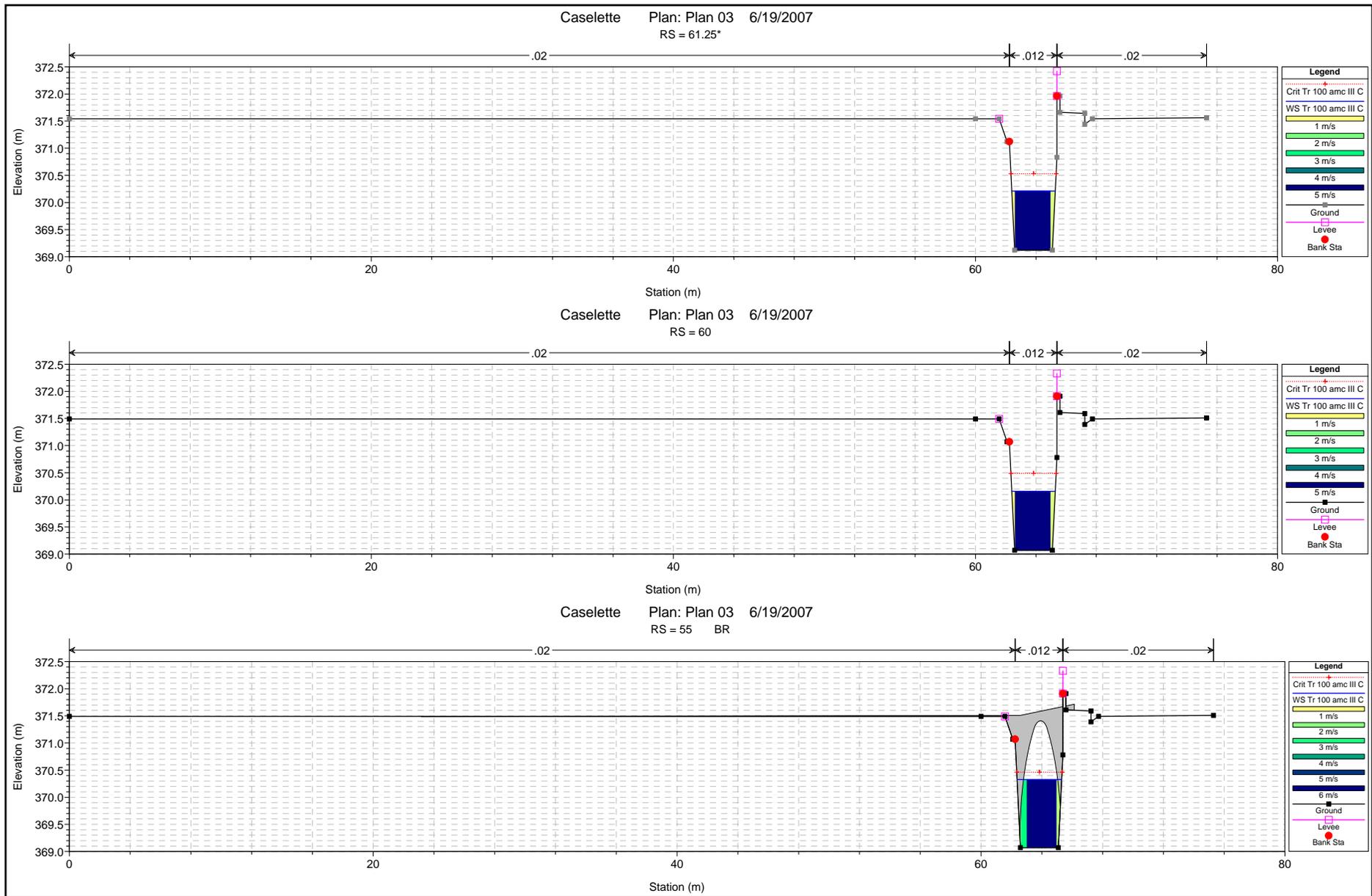


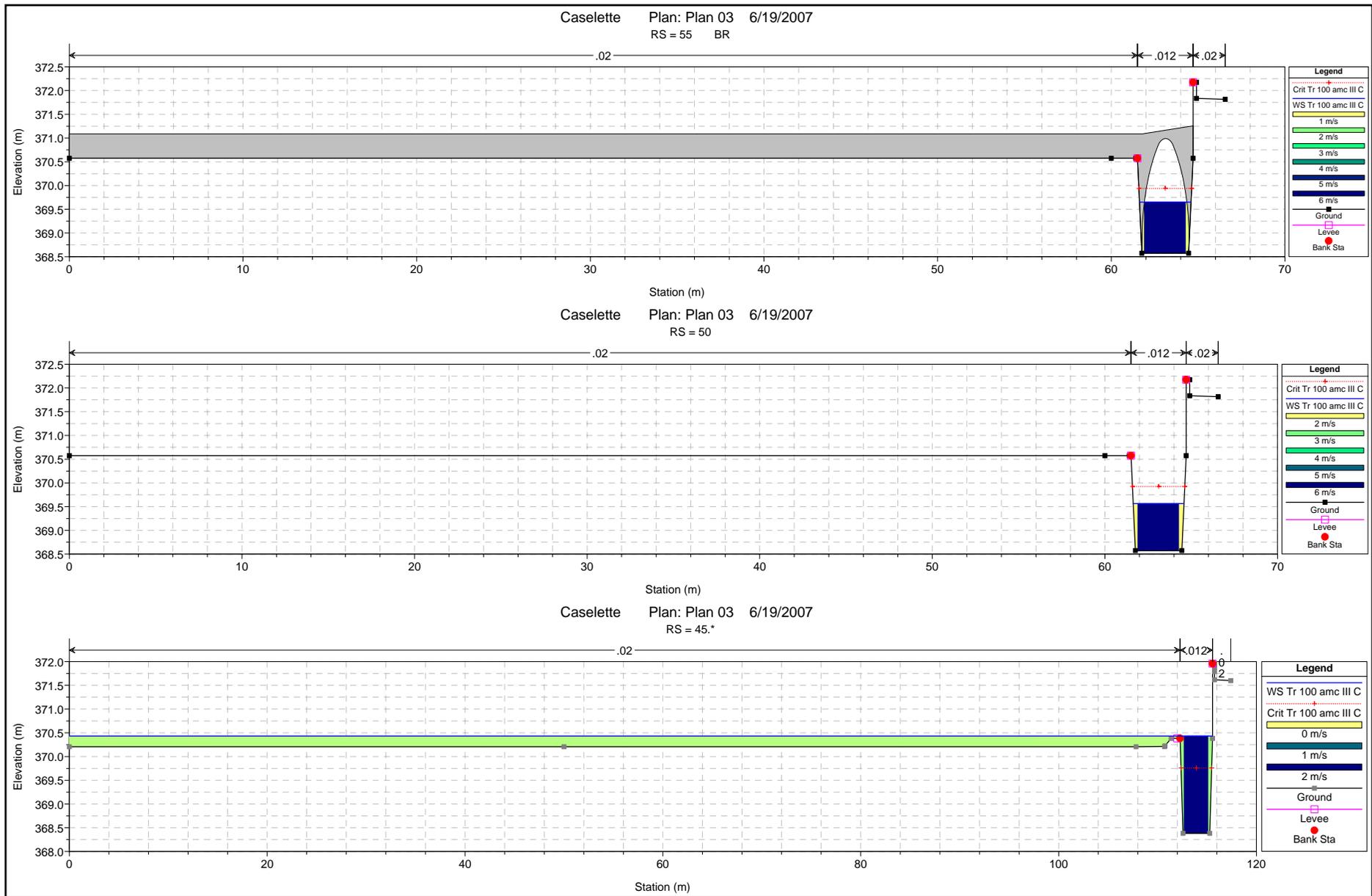


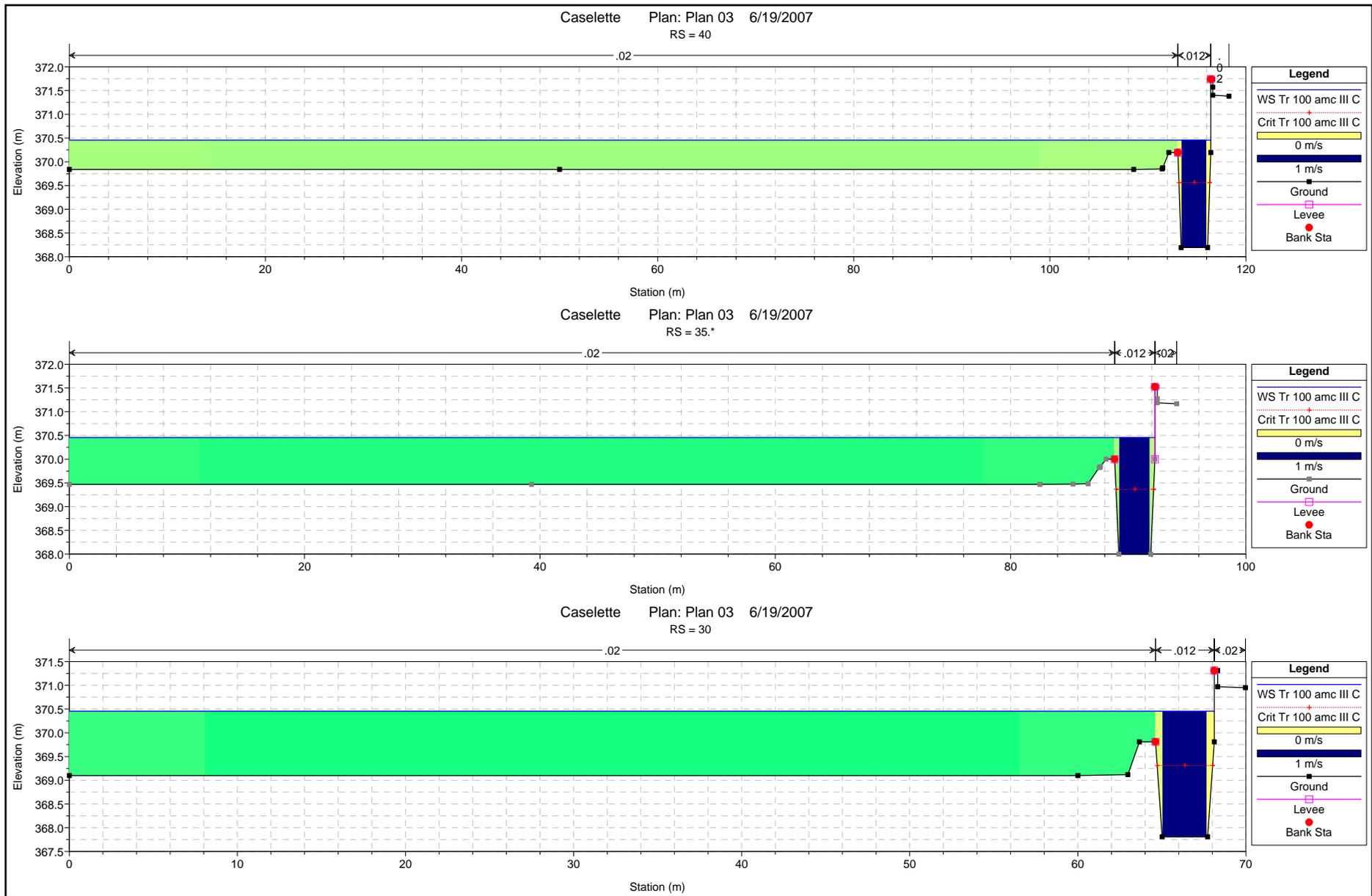


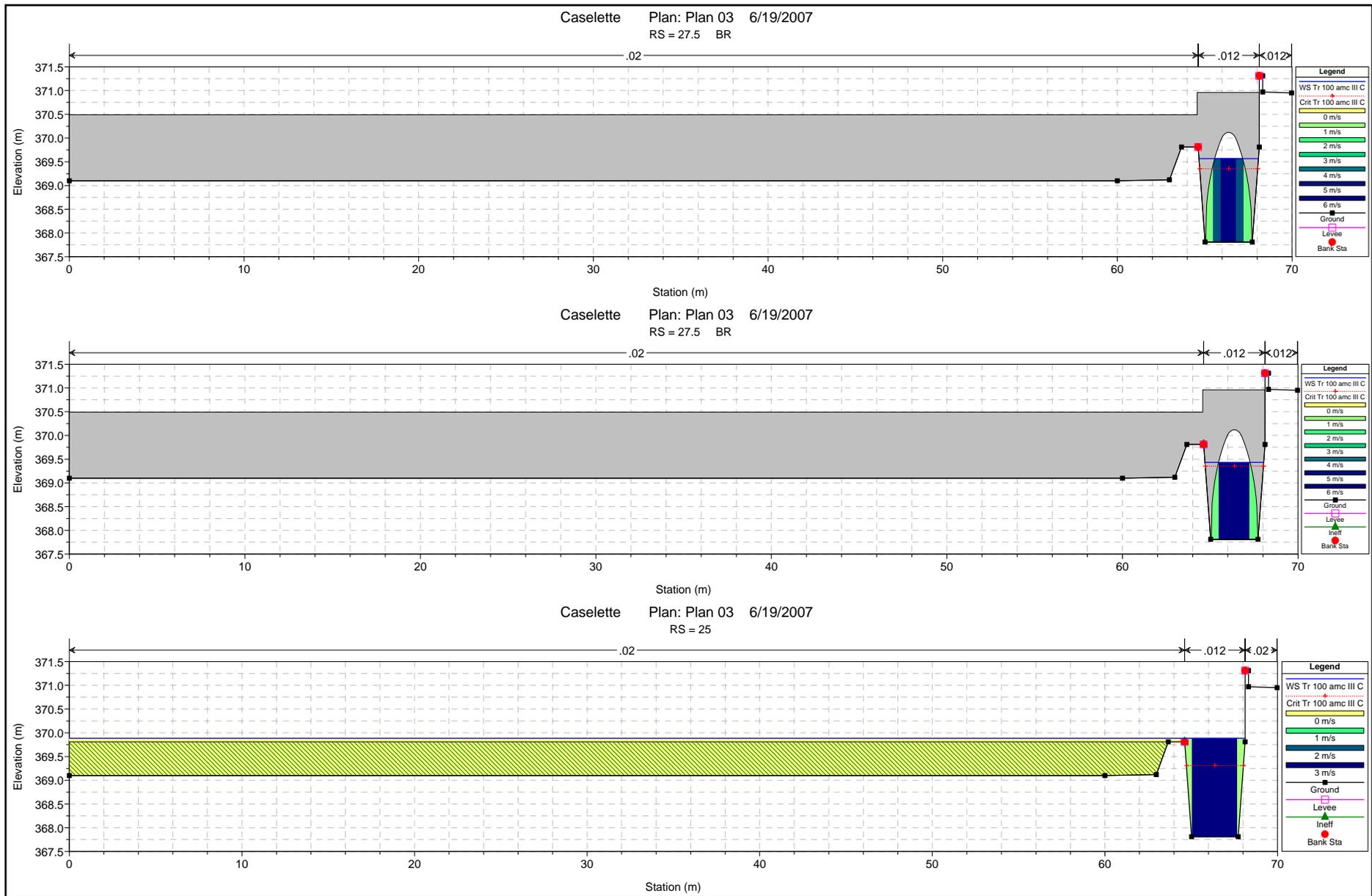


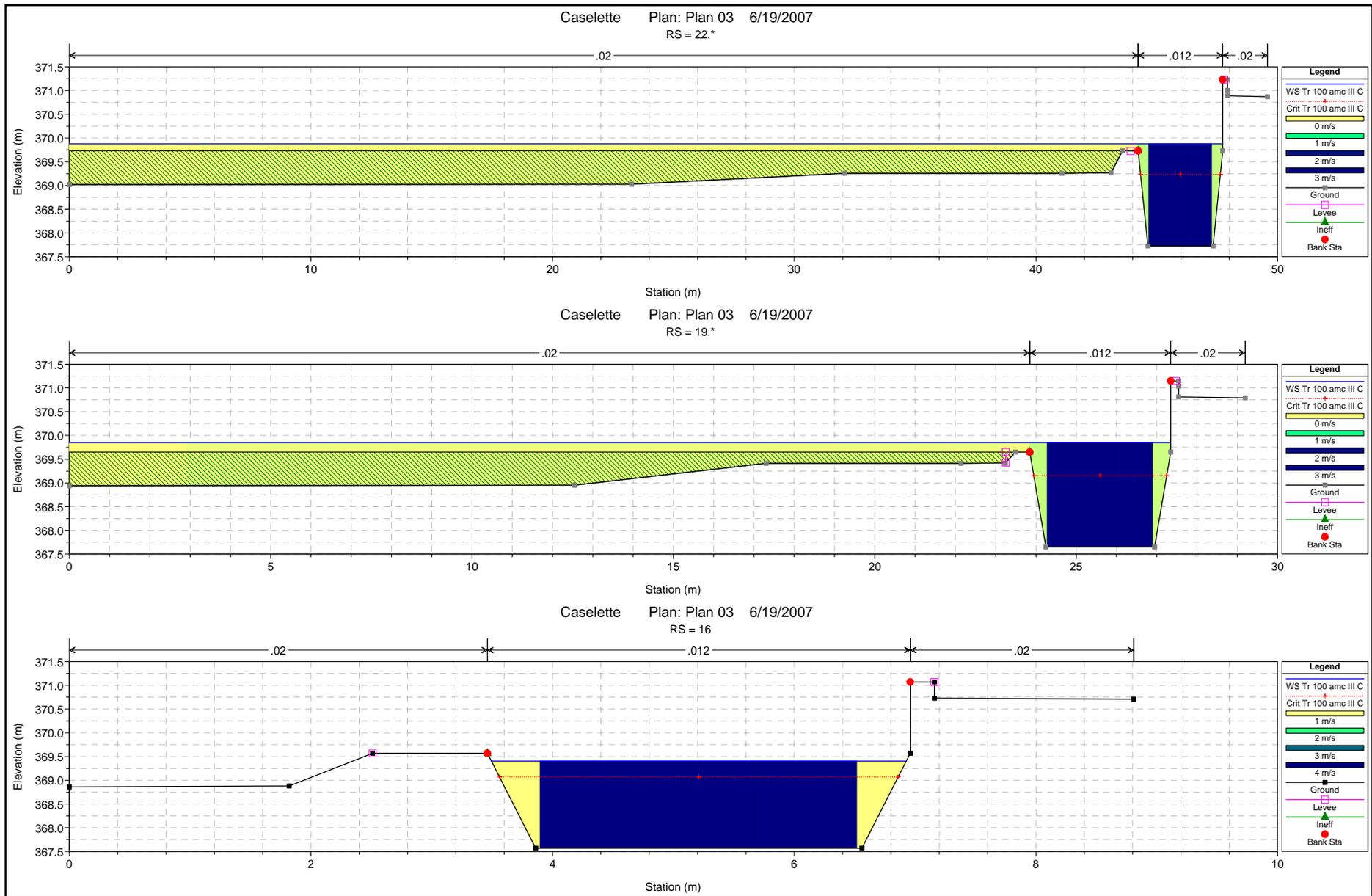


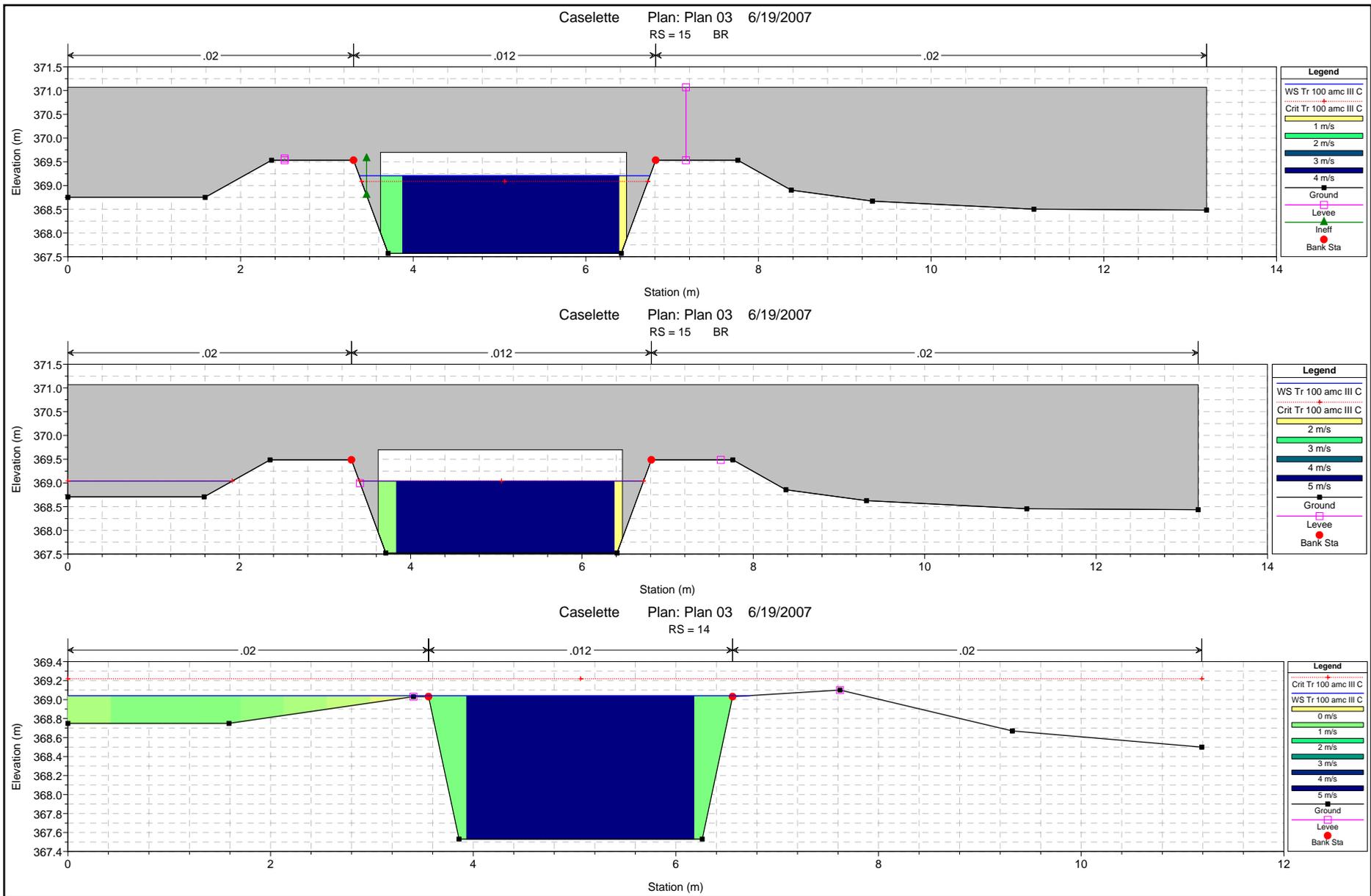


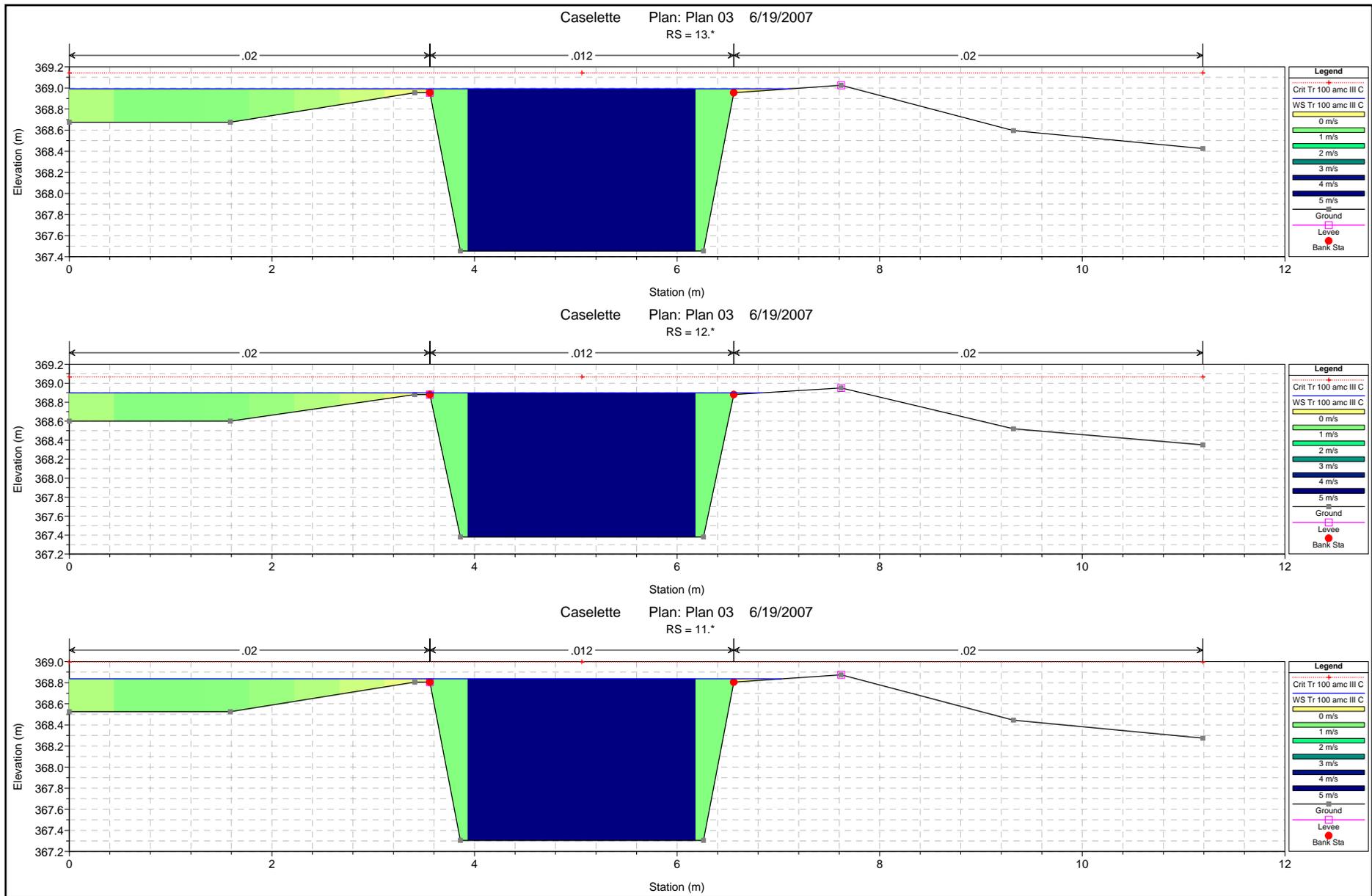




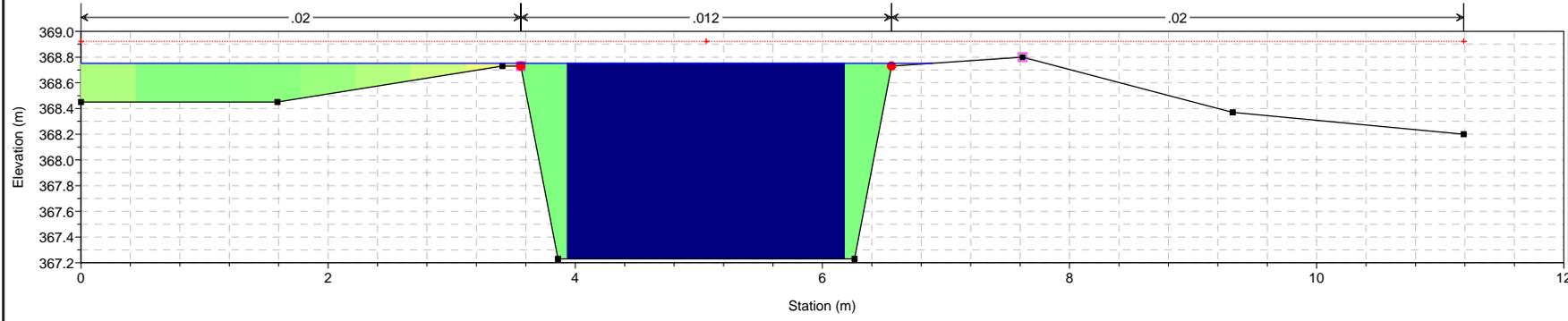








Caselette Plan: Plan 03 6/19/2007
RS = 10



Legend	
Crit Tr 100 amc III C	Red dotted line with diamond
WS Tr 100 amc III C	Blue solid line
0 m/s	Yellow bar
1 m/s	Light green bar
2 m/s	Green bar
3 m/s	Dark green bar
4 m/s	Dark blue bar
5 m/s	Black bar
Ground	Black solid line
Levee	Pink dashed line
Bank Sta	Red dot



COMUNE DI CASELETTE – PROVINCIA DI TORINO
*Adeguamento del P.R.G.C. ai sensi dell'art. 18 del PAI e delle
circolari P.G.R. 7/LAP/96 e 14/LAP/98 - Verifica di compatibilità
idraulica*

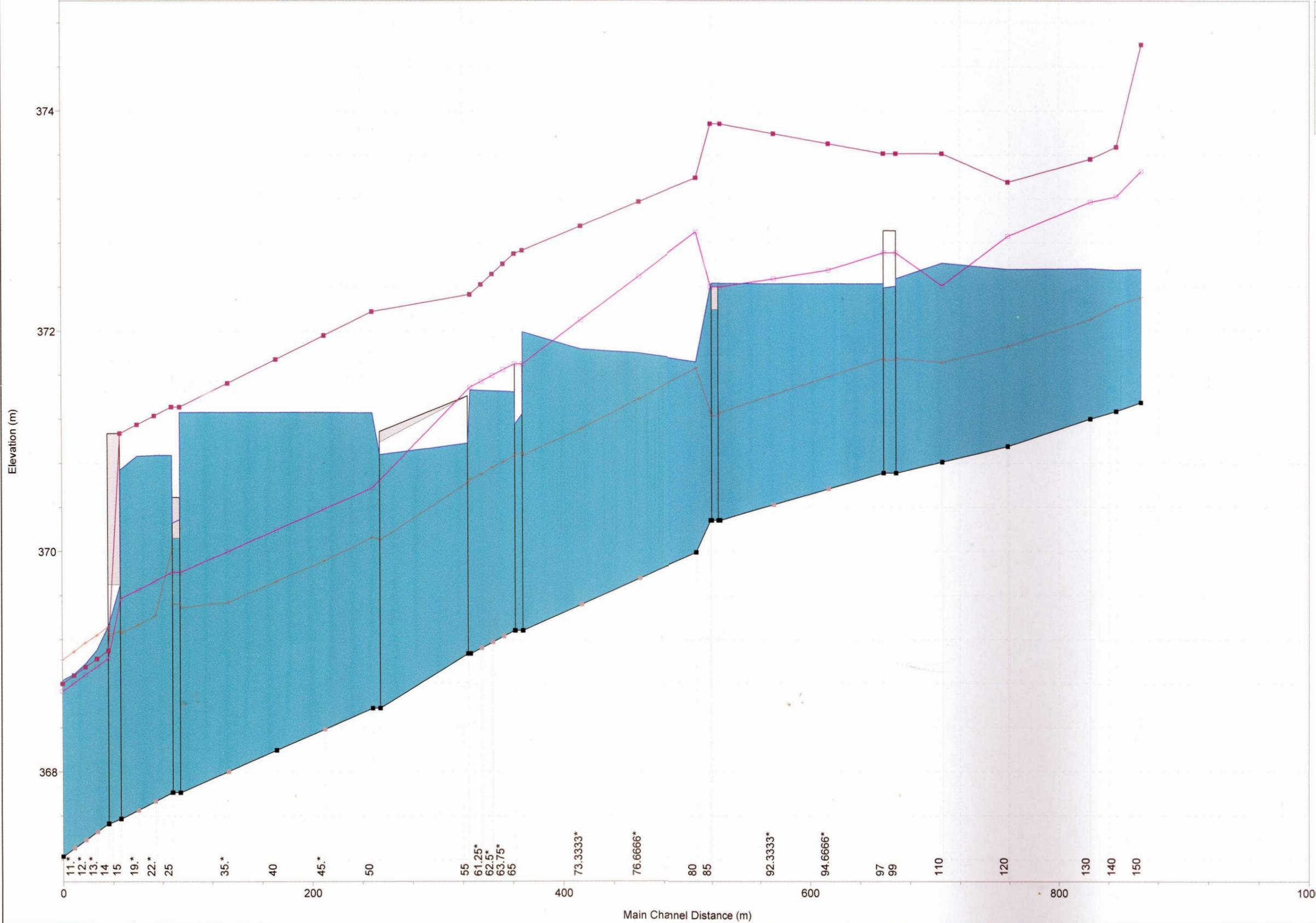


ELABORATO 1 *Relazione Idrologico - Idraulica*

215C-G01-RIE-01-2

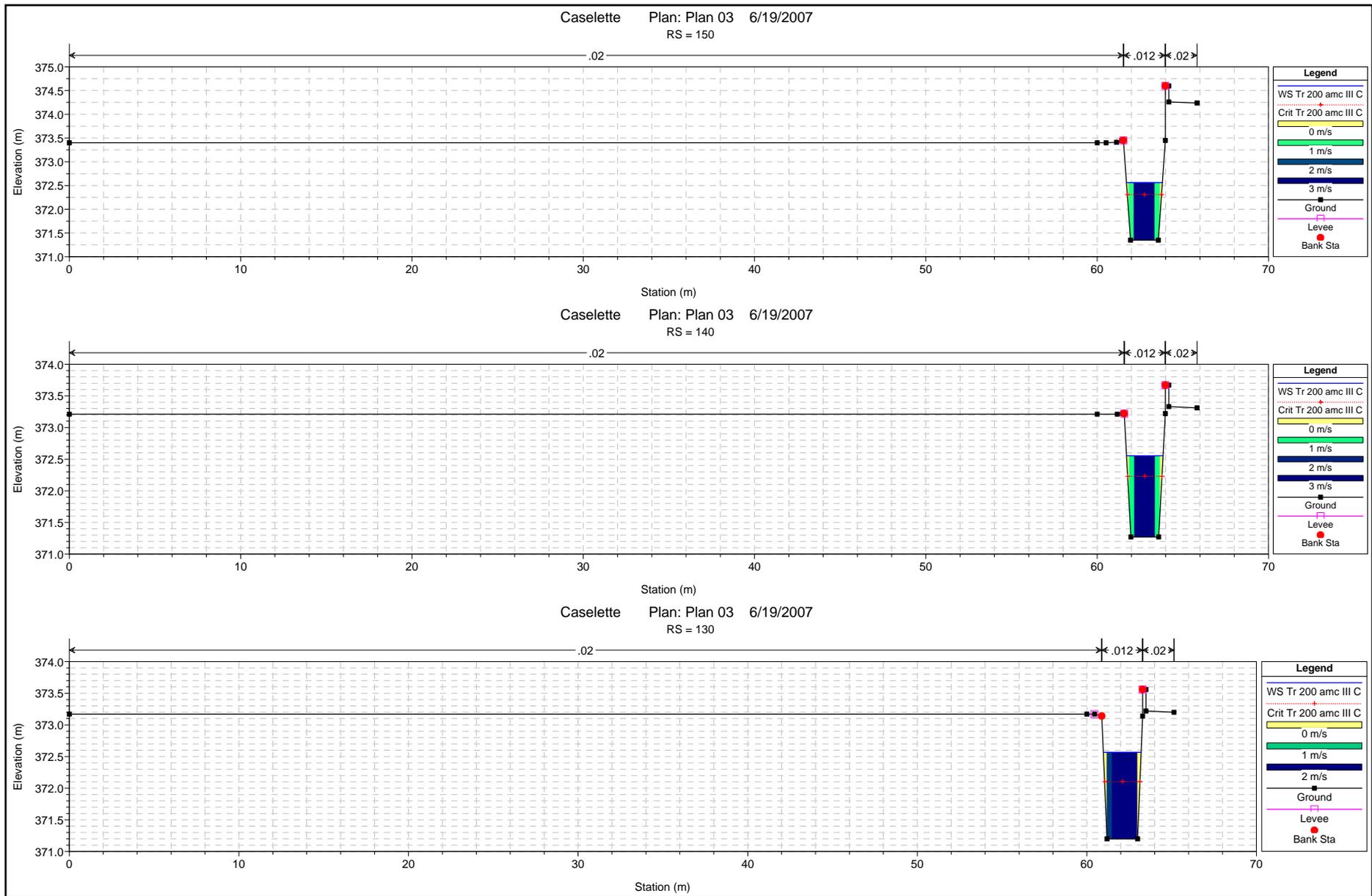
ALLEGATO 9

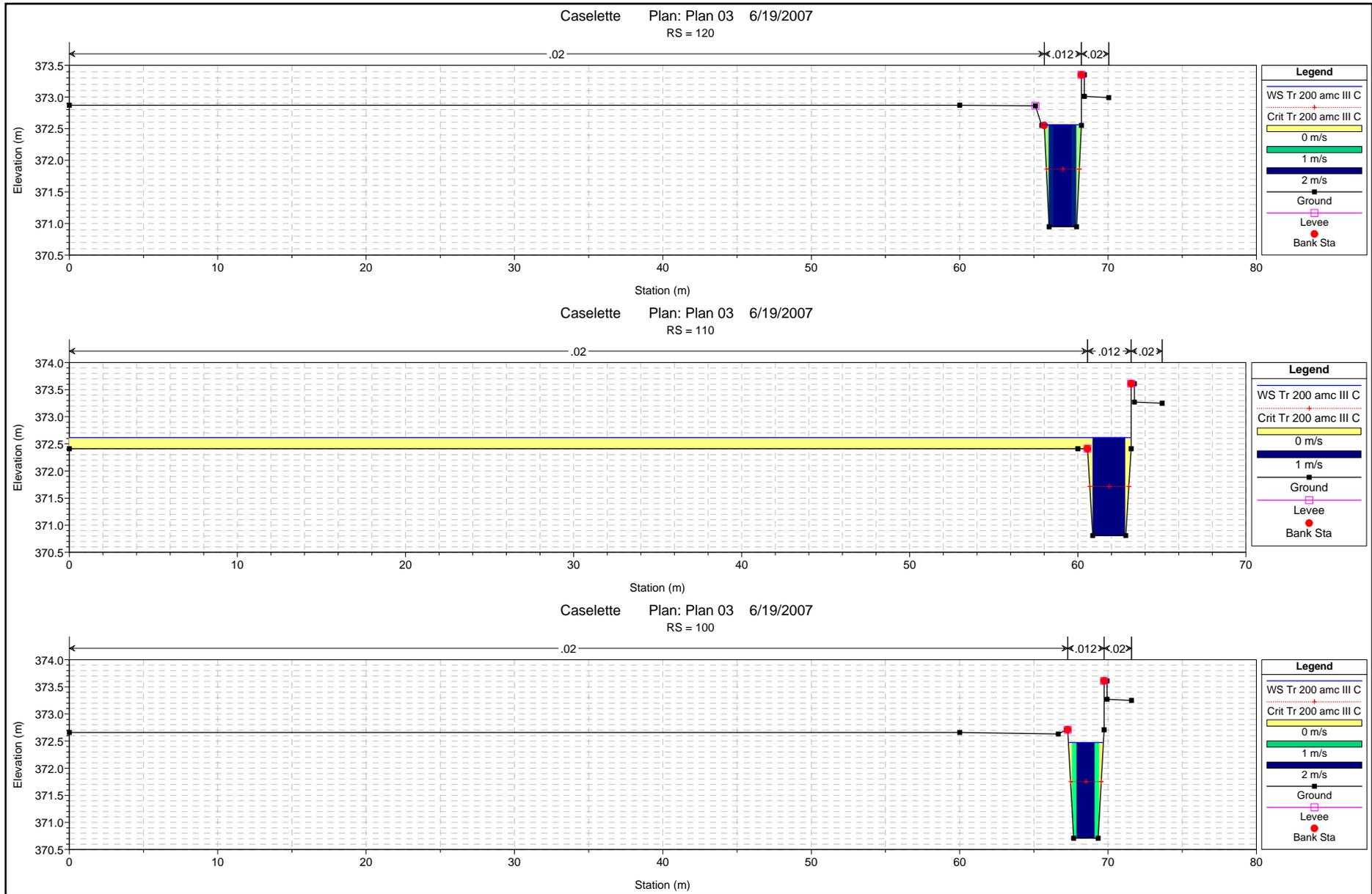
Risultato delle simulazioni idrauliche del Fosso Colatore per $Tr = 200$ anni

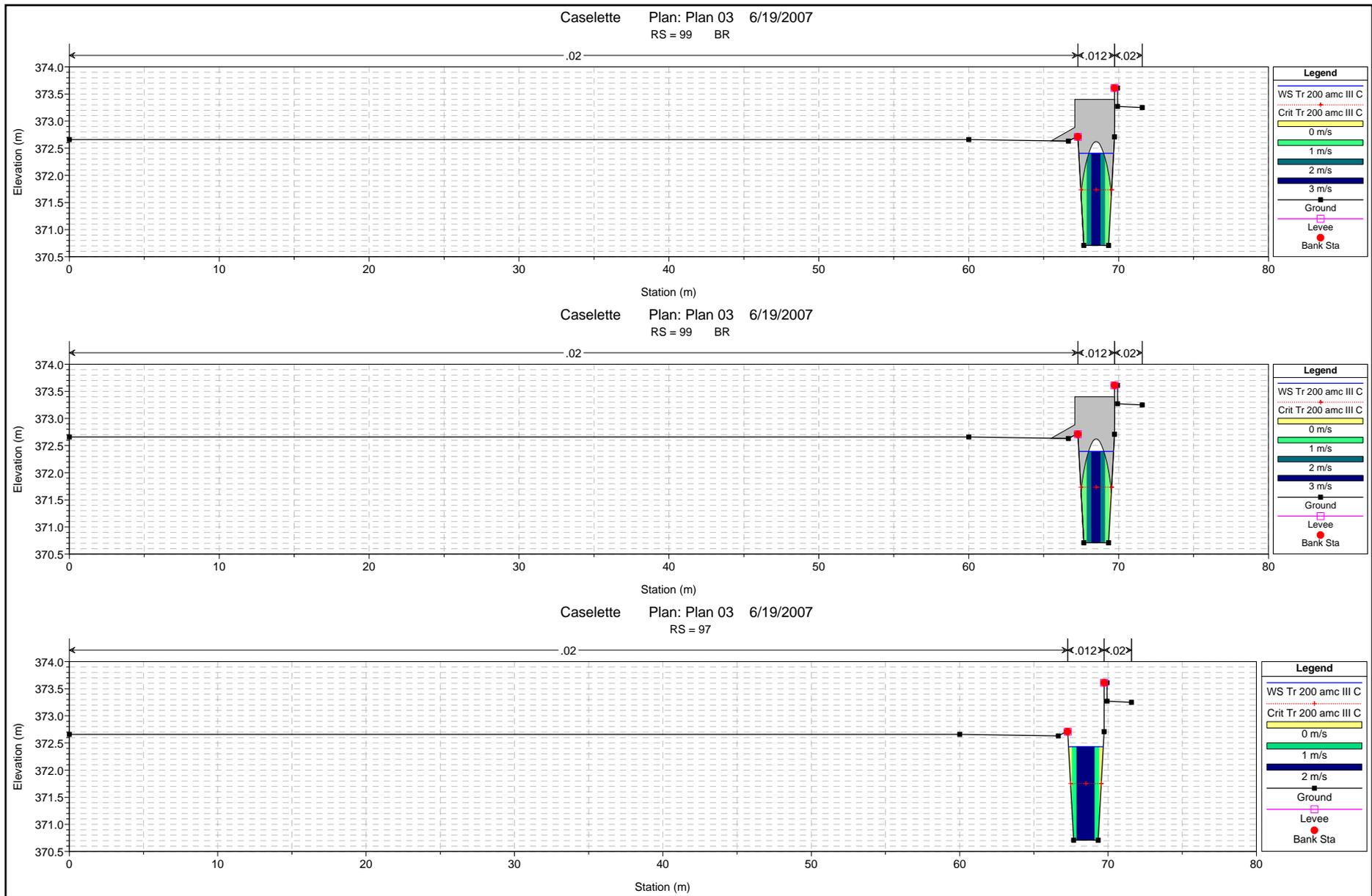


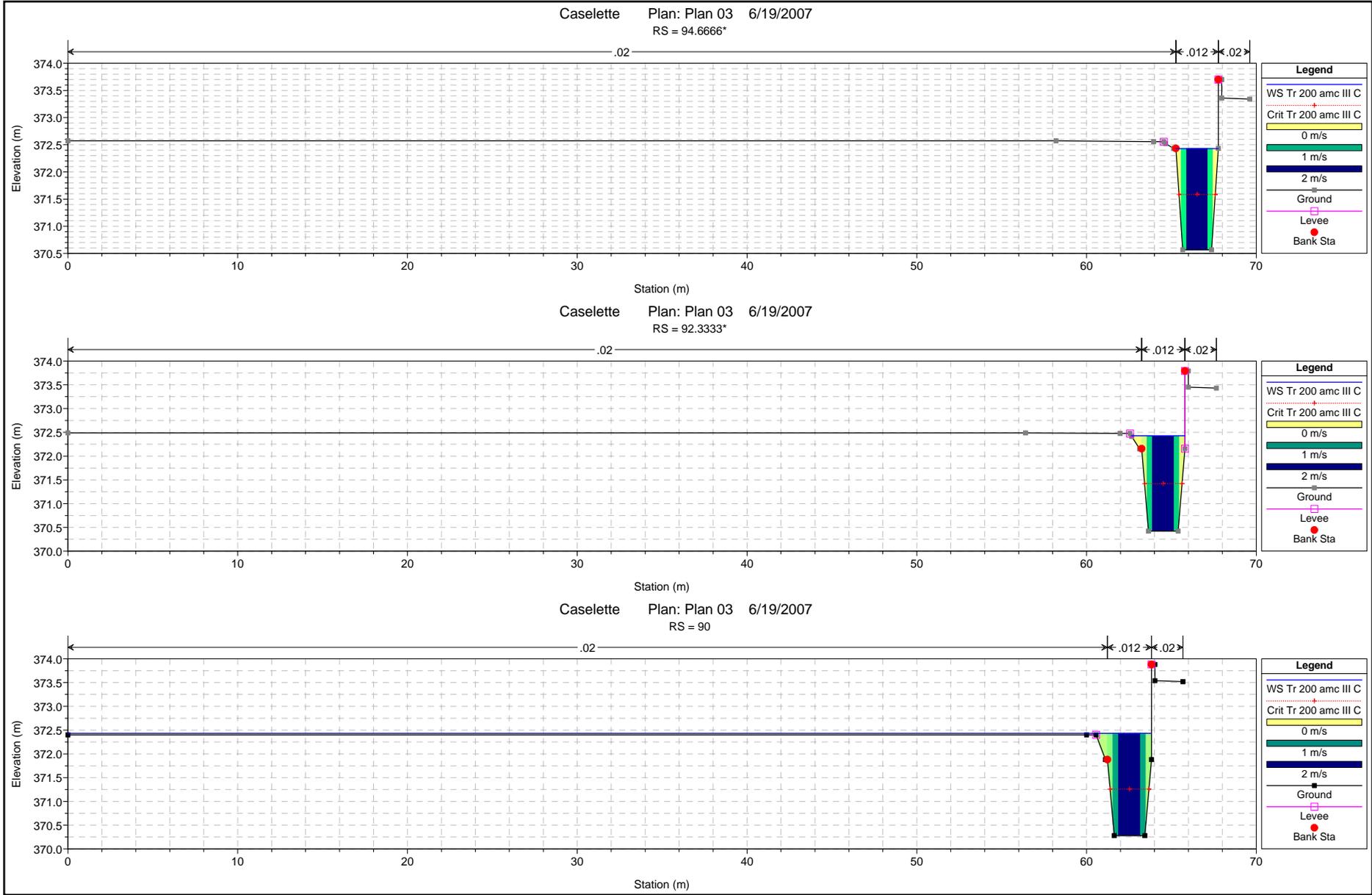
Legend	
Crit Tr 200 amc III C	(Symbol)
WS Tr 200 amc III C	(Symbol)
Ground	(Symbol)
Left Levee	(Symbol)
Right Levee	(Symbol)

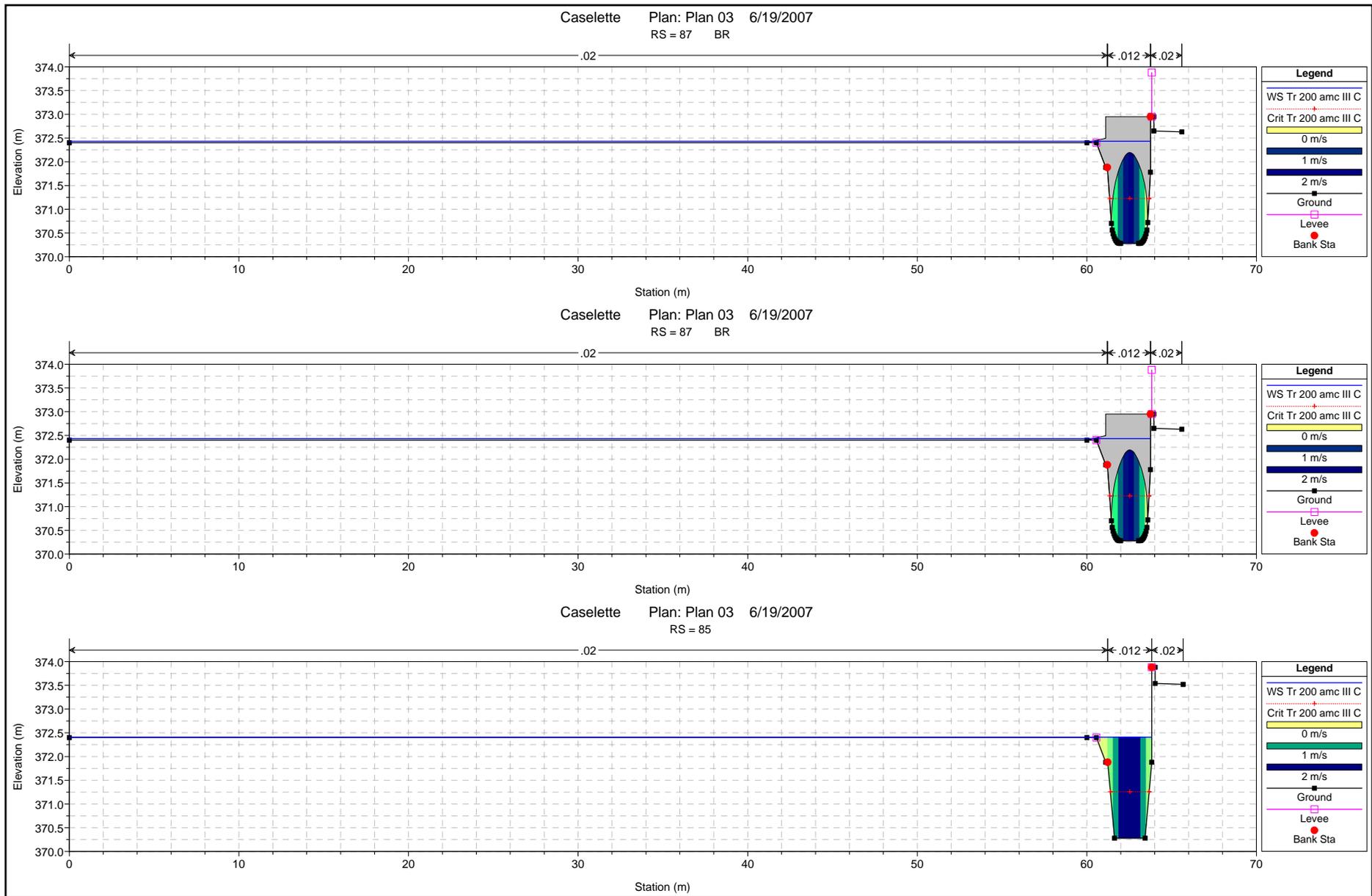
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl	Levee El Left (m)	Levee El Right (m)
c - k	150	Tr 200 amc III C	5.05	371.35	372.56	372.31	372.82	0.001605	2.24	2.25	2.10	0.69	373.45	374.60
c - k	140	Tr 200 amc III C	5.05	371.27	372.55	372.23	372.78	0.001342	2.10	2.41	2.13	0.63	373.22	373.67
c - k	130	Tr 200 amc III C	5.05	371.20	372.57	372.10	372.74	0.000950	1.83	2.76	2.23	0.53	373.17	373.56
c - k	120	Tr 200 amc III C	5.31	370.95	372.56	371.86	372.68	0.000547	1.51	3.51	2.68	0.41	372.86	373.35
c - k	110	Tr 200 amc III C	5.57	370.81	372.62	371.72	372.63	0.000119	0.76	16.69	63.17	0.19	372.41	373.61
c - k	100	Tr 200 amc III C	5.83	370.71	372.47	371.75	372.61	0.000663	1.65	3.54	2.36	0.43	372.71	373.61
c - k	99	Bridge												
c - k	97	Tr 200 amc III C	5.83	370.71	372.43	371.75	372.58	0.000716	1.70	3.43	2.34	0.45	372.71	373.61
c - k	94.6666*	Tr 200 amc III C	5.83	370.57	372.43	371.59	372.54	0.000507	1.49	3.91	2.50	0.38	372.55	373.70
c - k	92.3333*	Tr 200 amc III C	5.83	370.42	372.43	371.42	372.52	0.000339	1.31	4.52	3.16	0.32	372.47	373.79
c - k	90	Tr 200 amc III C	5.83	370.28	372.43	371.26	372.49	0.000223	1.14	7.16	63.83	0.26	372.40	373.88
c - k	87	Bridge												
c - k	85	Tr 200 amc III C	5.83	370.28	372.41	371.26	372.48	0.000244	1.19	5.59	63.83	0.28	372.40	373.88
c - k	80	Tr 200 amc III C	16.16	369.99	371.72	371.66	372.41	0.002755	3.67	4.40	2.89	0.95	372.90	373.39
c - k	76.6666*	Tr 200 amc III C	16.16	369.75	371.80	371.38	372.24	0.001522	2.94	5.51	3.34	0.70	372.50	373.17
c - k	73.3333*	Tr 200 amc III C	16.16	369.52	371.83	371.11	372.14	0.000929	2.47	6.66	4.11	0.54	372.10	372.95
c - k	70	Tr 200 amc III C	16.54	369.28	371.99	370.87	372.05	0.000225	1.33	26.20	65.39	0.27	371.70	372.73
c - k	67.5	Bridge												
c - k	65	Tr 200 amc III C	16.54	369.28	371.45	370.86	371.81	0.001129	2.66	6.26	3.51	0.60	371.70	372.70
c - k	63.75*	Tr 200 amc III C	16.54	369.23	371.45	370.81	371.79	0.001037	2.58	6.46	3.58	0.58	371.65	372.61
c - k	62.5*	Tr 200 amc III C	16.54	369.18	371.46	370.76	371.78	0.000954	2.51	6.67	3.65	0.55	371.60	372.52
c - k	61.25*	Tr 200 amc III C	16.54	369.12	371.46	370.70	371.76	0.000880	2.44	6.88	3.72	0.53	371.54	372.42
c - k	60	Tr 200 amc III C	16.54	369.07	371.46	370.65	371.75	0.000815	2.37	7.09	3.79	0.51	371.49	372.33
c - k	55	Bridge												
c - k	50	Tr 200 amc III C	16.91	368.58	371.26	370.13	371.27	0.000053	0.64	49.96	64.71	0.13	370.57	372.18
c - k	45.*	Tr 200 amc III C	16.91	368.38	371.26	369.91	371.26	0.000006	0.23	126.97	115.56	0.04	370.38	371.96
c - k	40	Tr 200 amc III C	16.91	368.19	371.26	369.73	371.26	0.000002	0.15	170.09	116.42	0.03	370.19	371.74
c - k	35.*	Tr 200 amc III C	16.91	368.00	371.26	369.54	371.26	0.000000	0.13	166.82	92.27	0.02	370.00	371.53
c - k	30	Tr 200 amc III C	19.66	367.81	371.26	369.49	371.26	0.000003	0.16	149.95	68.12	0.03	369.81	371.31
c - k	27.5	Bridge												
c - k	25	Tr 200 amc III C	19.66	367.81	370.87	370.03	370.87	0.000005	0.21	123.50	68.12	0.04	369.81	371.31
c - k	22.*	Tr 200 amc III C	19.66	367.73	370.87	369.42	370.87	0.000009	0.30	87.59	47.73	0.06	369.73	371.23
c - k	19.*	Tr 200 amc III C	19.66	367.65	370.86	369.33	370.87	0.000026	0.51	51.90	27.35	0.09	369.65	371.15
c - k	16	Tr 200 amc III C	19.66	367.57	370.74	369.26	370.86	0.000277	1.65	14.33	6.96	0.31	369.57	371.07
c - k	15	Bridge												
c - k	14	Tr 200 amc III C	19.66	367.53	369.32	369.32	369.70	0.001557	3.07	9.02	11.19	0.76	369.03	369.10
c - k	13.*	Tr 200 amc III C	19.66	367.46	369.10	369.24	369.67	0.002447	3.62	7.45	11.19	0.94	368.95	369.03
c - k	12.*	Tr 200 amc III C	19.66	367.38	368.98	369.17	369.63	0.002908	3.86	6.89	11.19	1.02	368.88	368.95
c - k	11.*	Tr 200 amc III C	19.66	367.31	368.89	369.09	369.58	0.003087	3.94	6.70	11.19	1.05	368.81	368.88
c - k	10	Tr 200 amc III C	19.66	367.23	368.83	369.02	369.48	0.002878	3.84	6.92	11.19	1.02	368.73	368.80

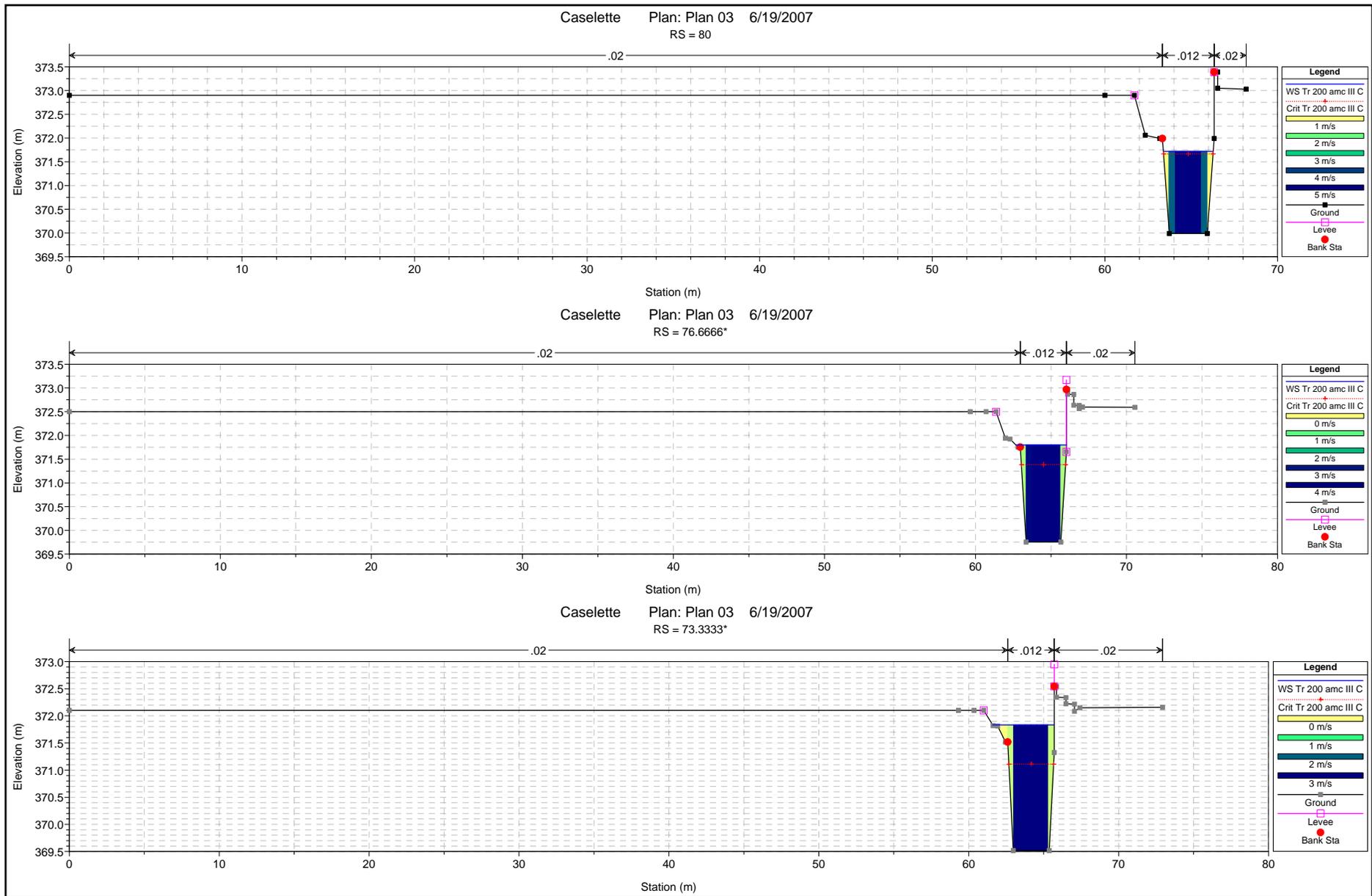


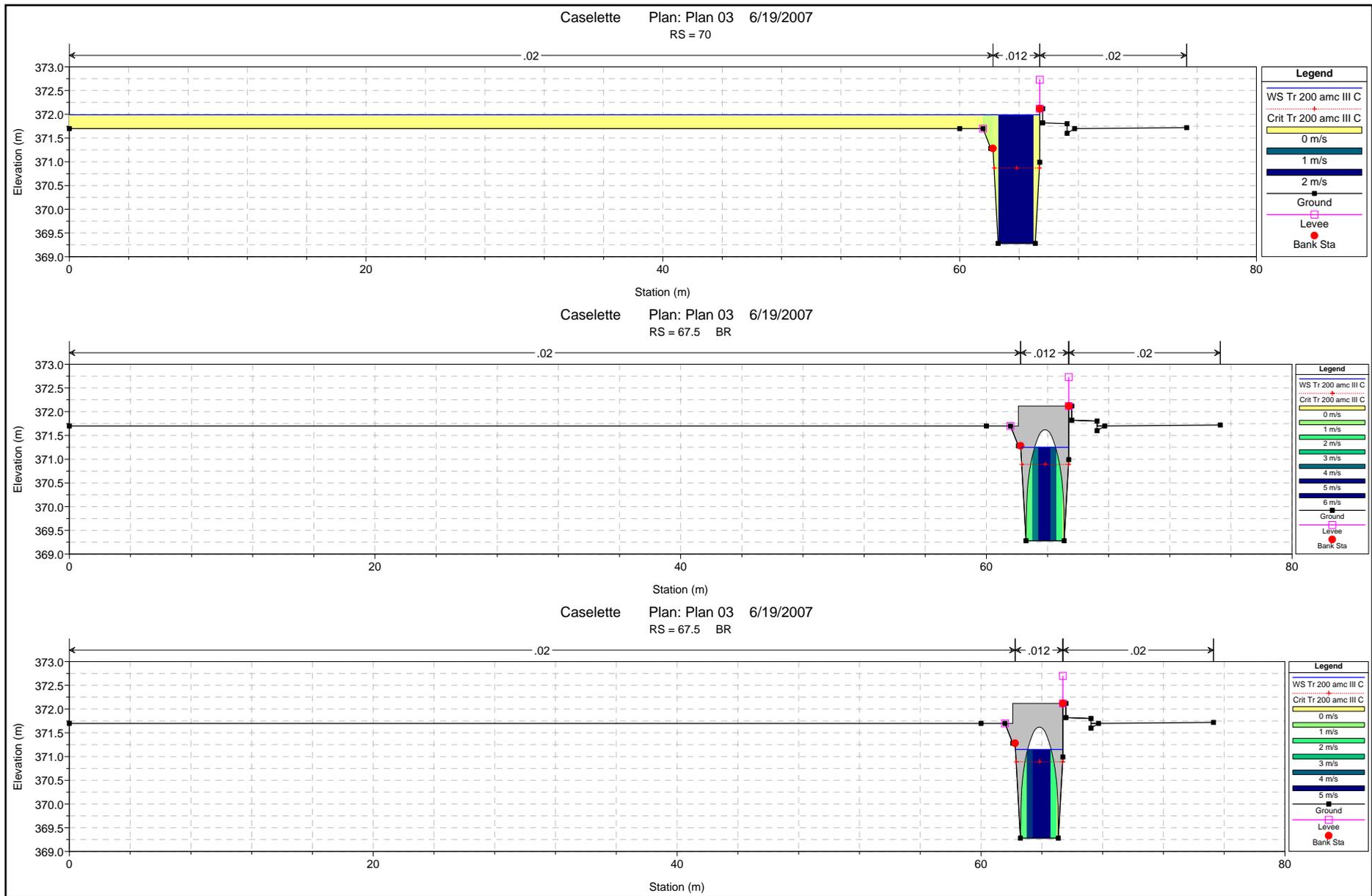


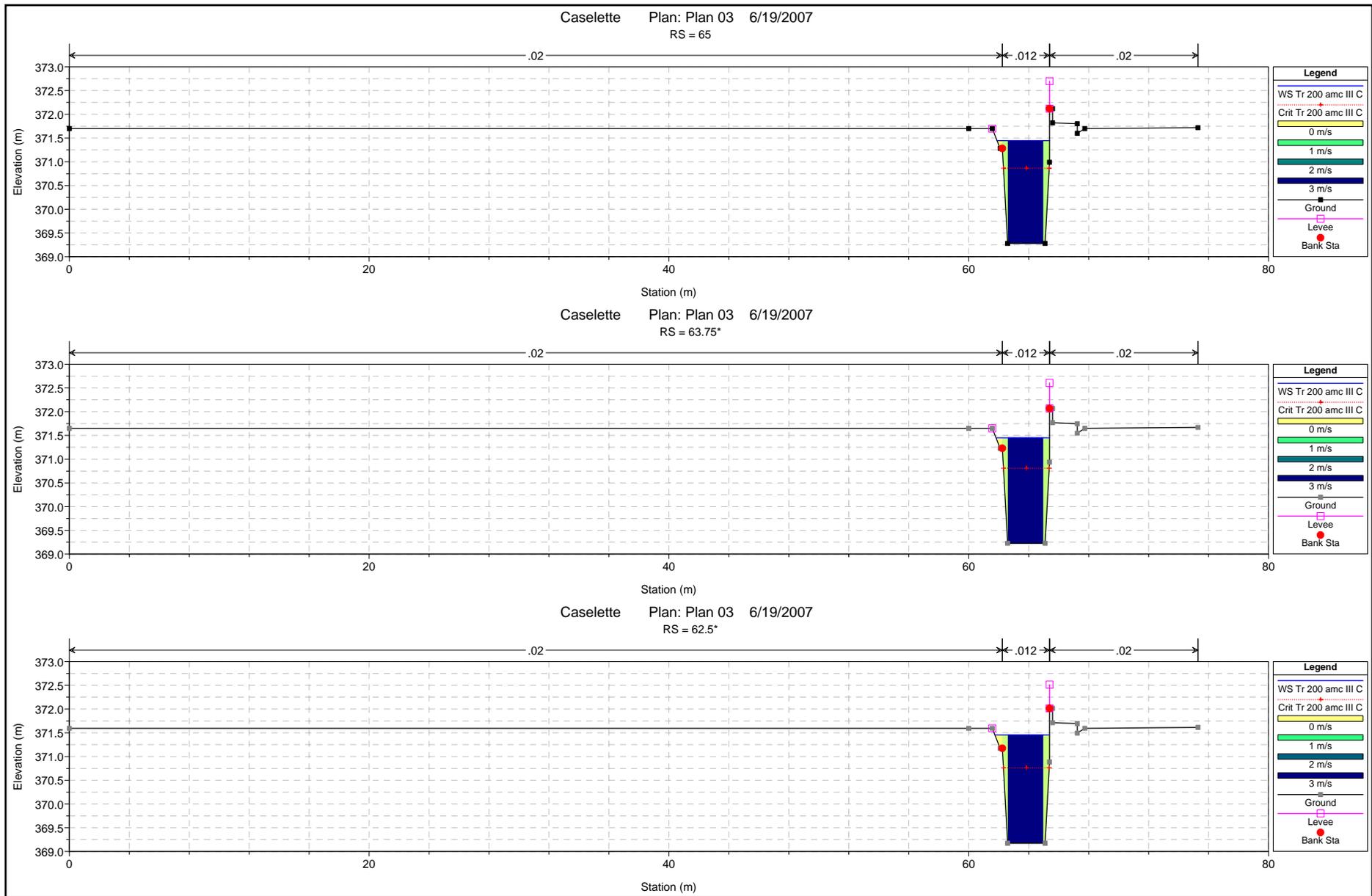


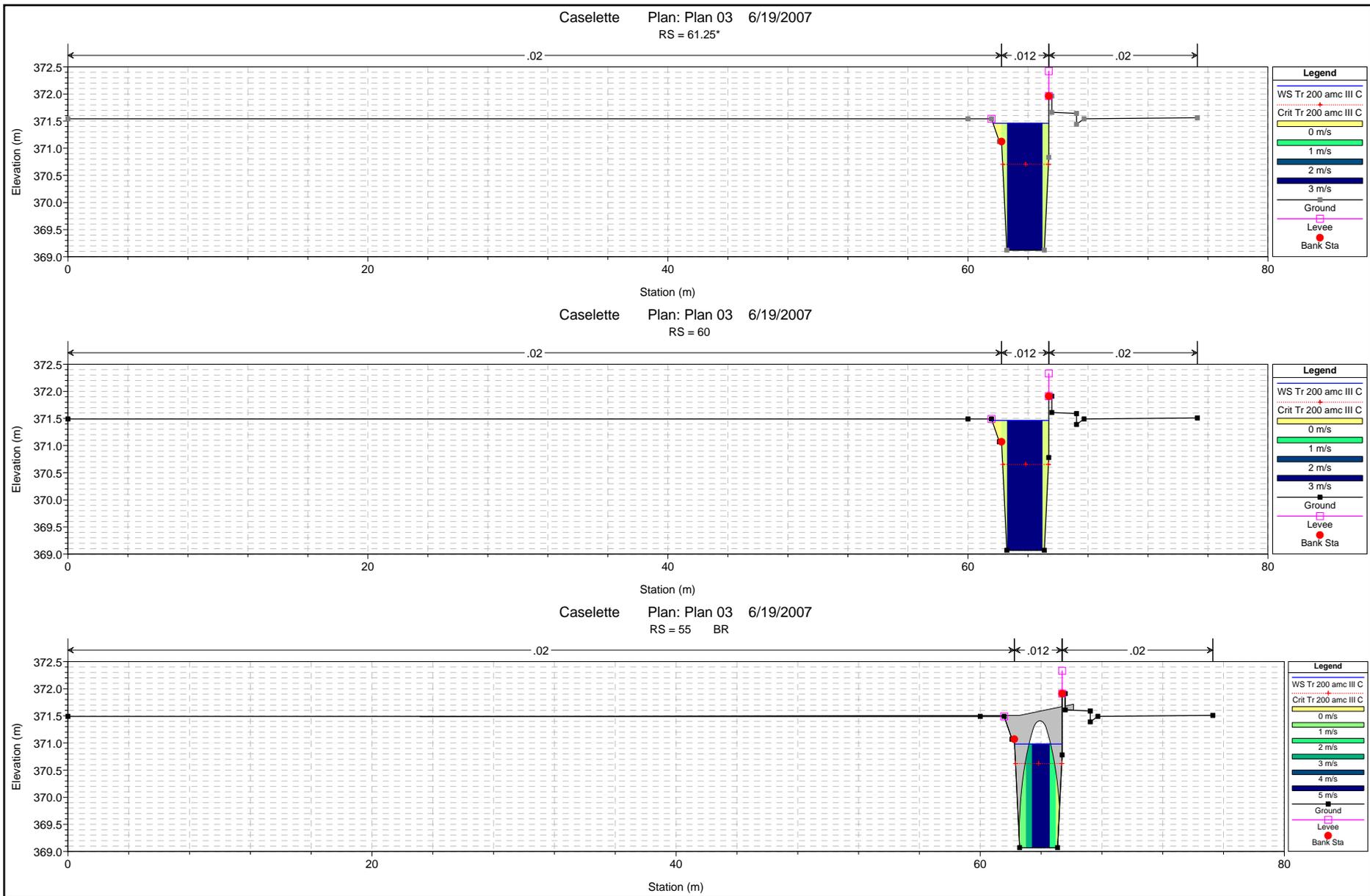


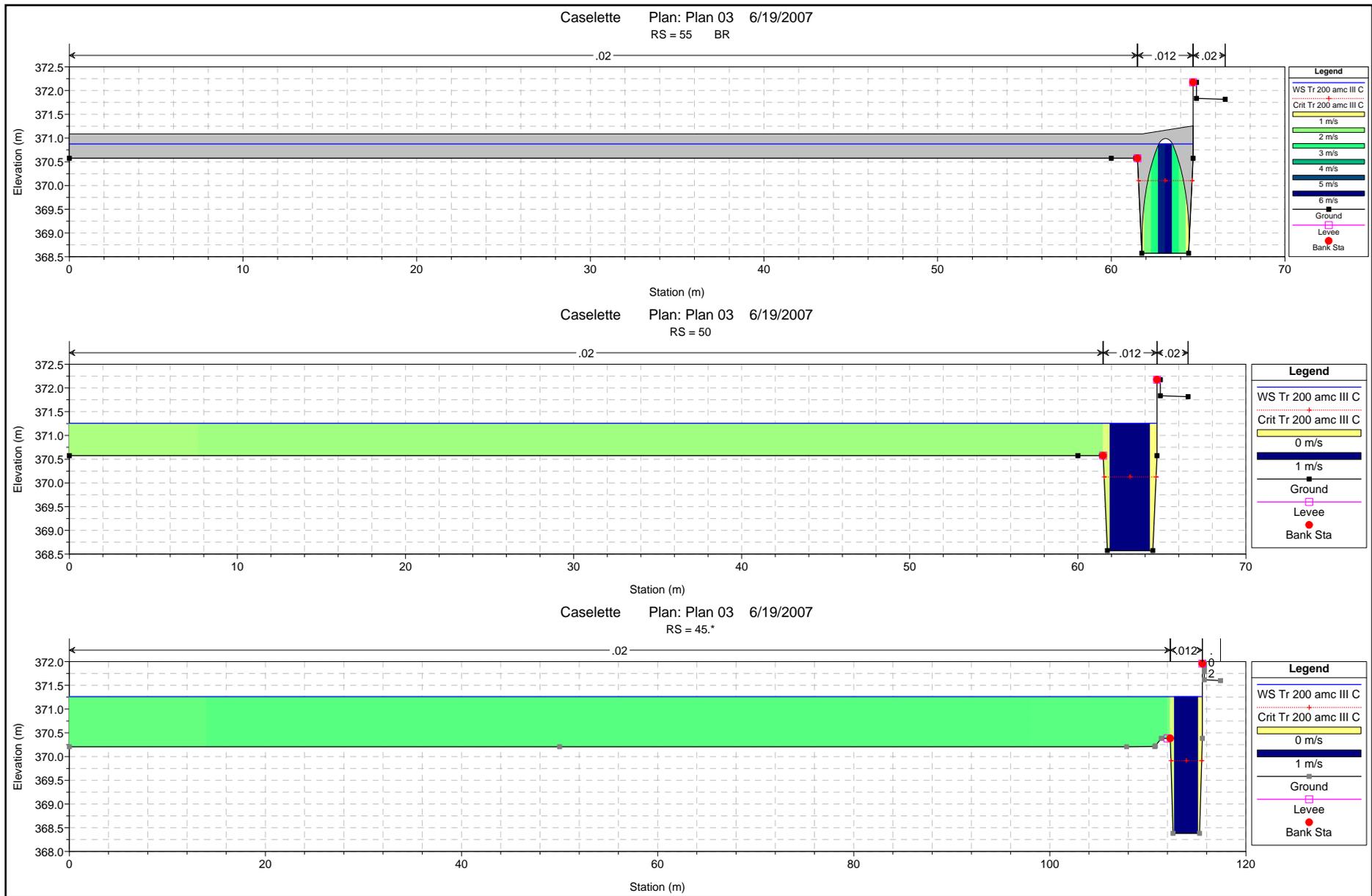


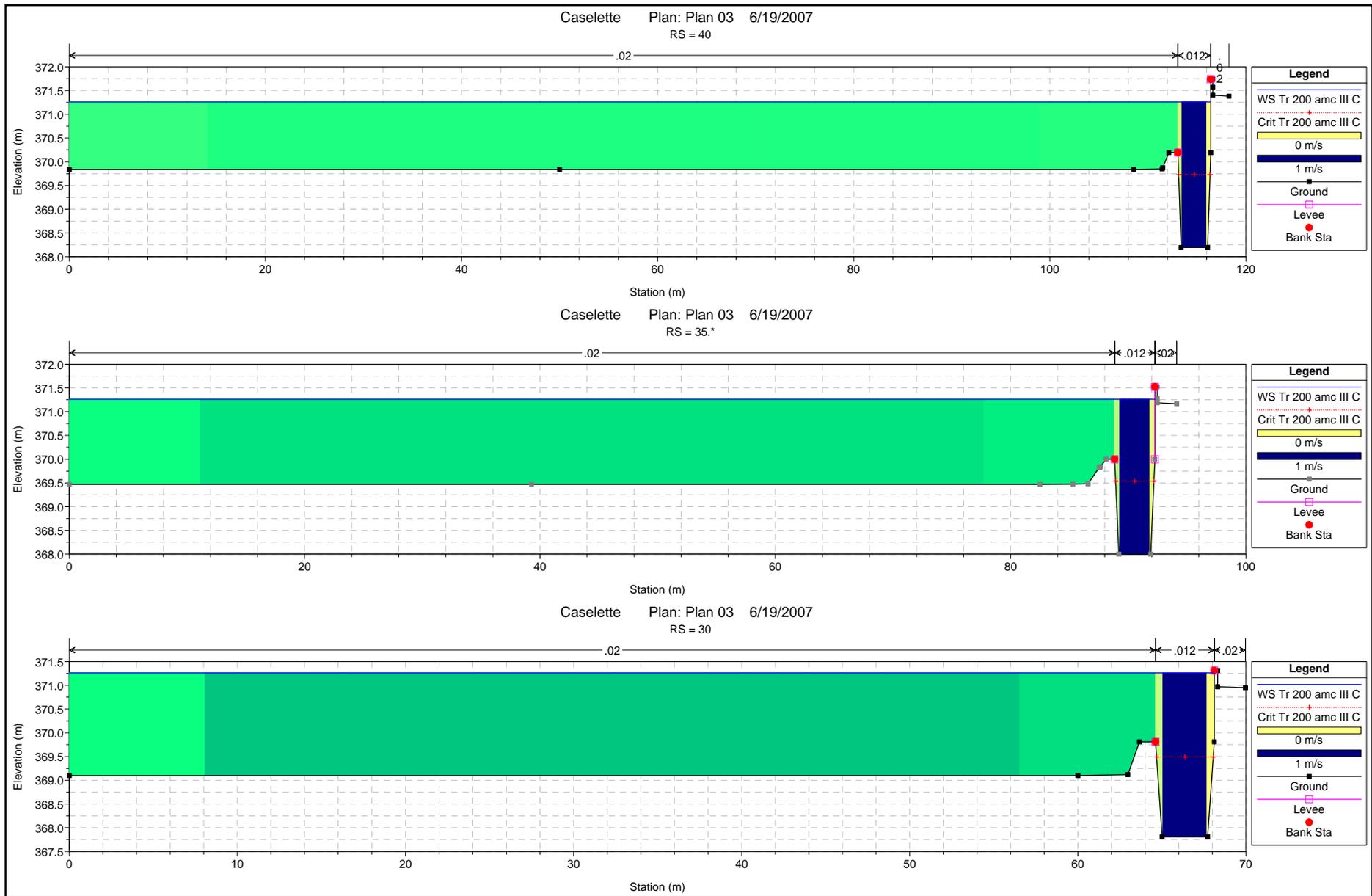


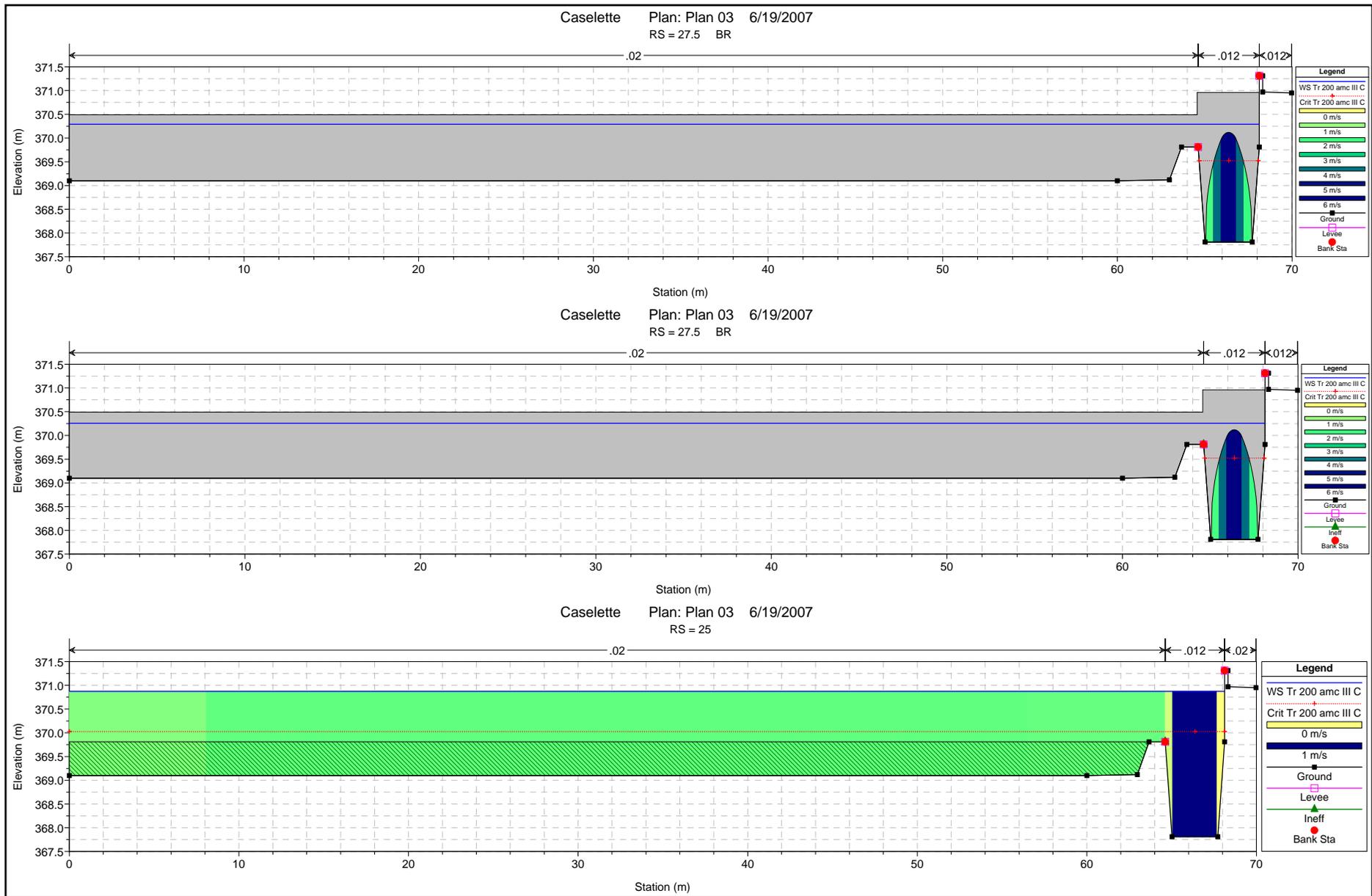


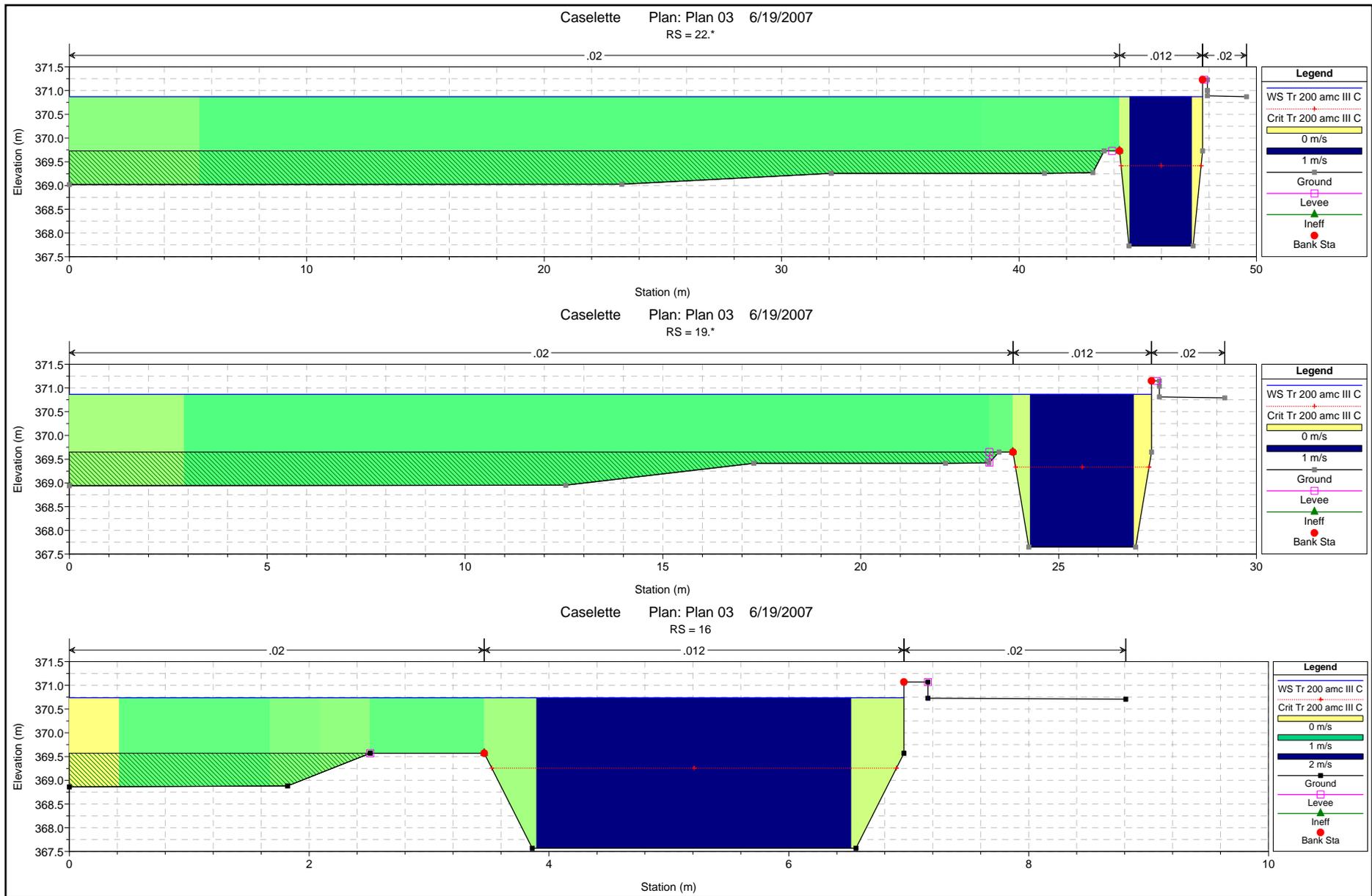


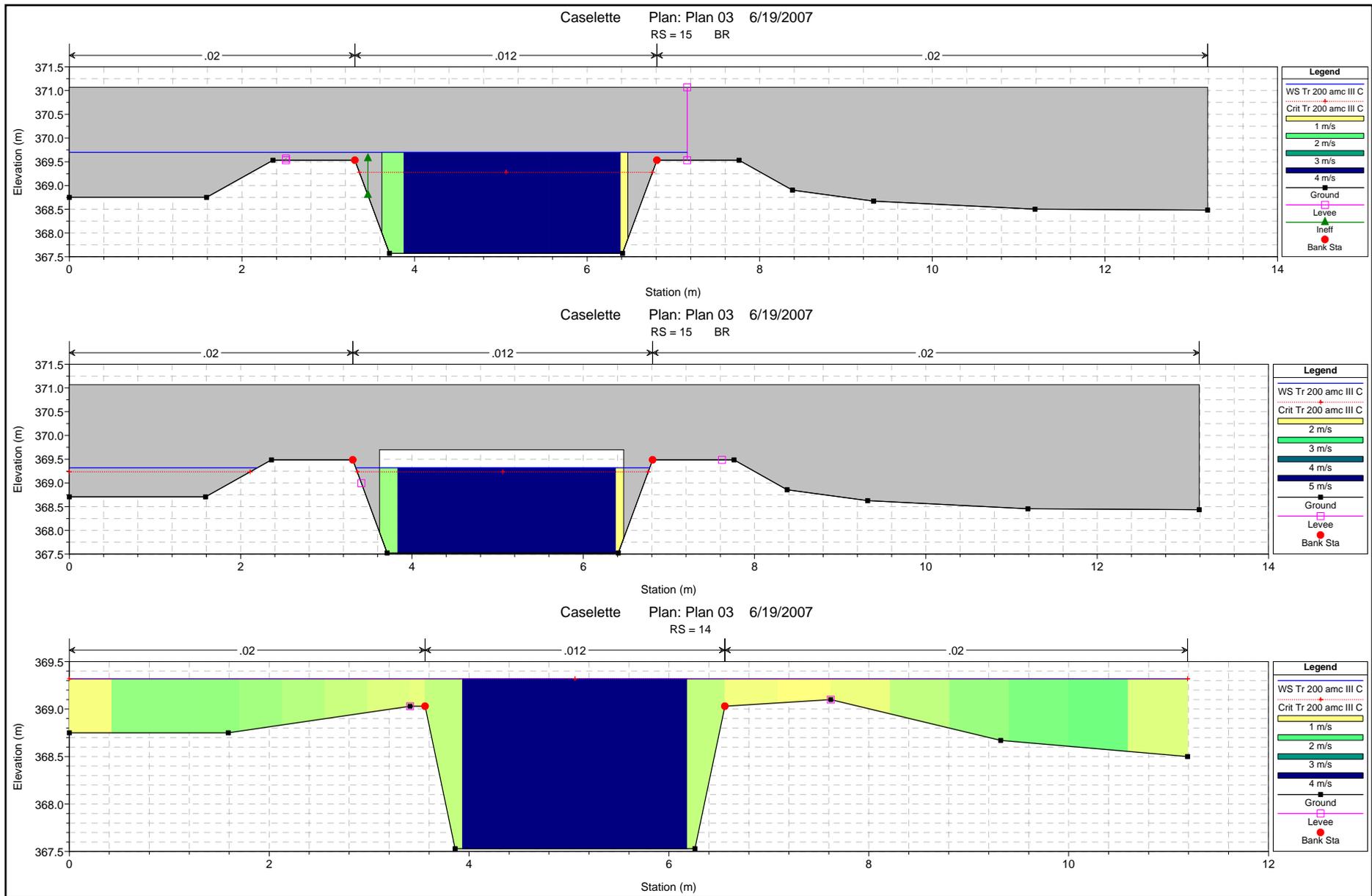


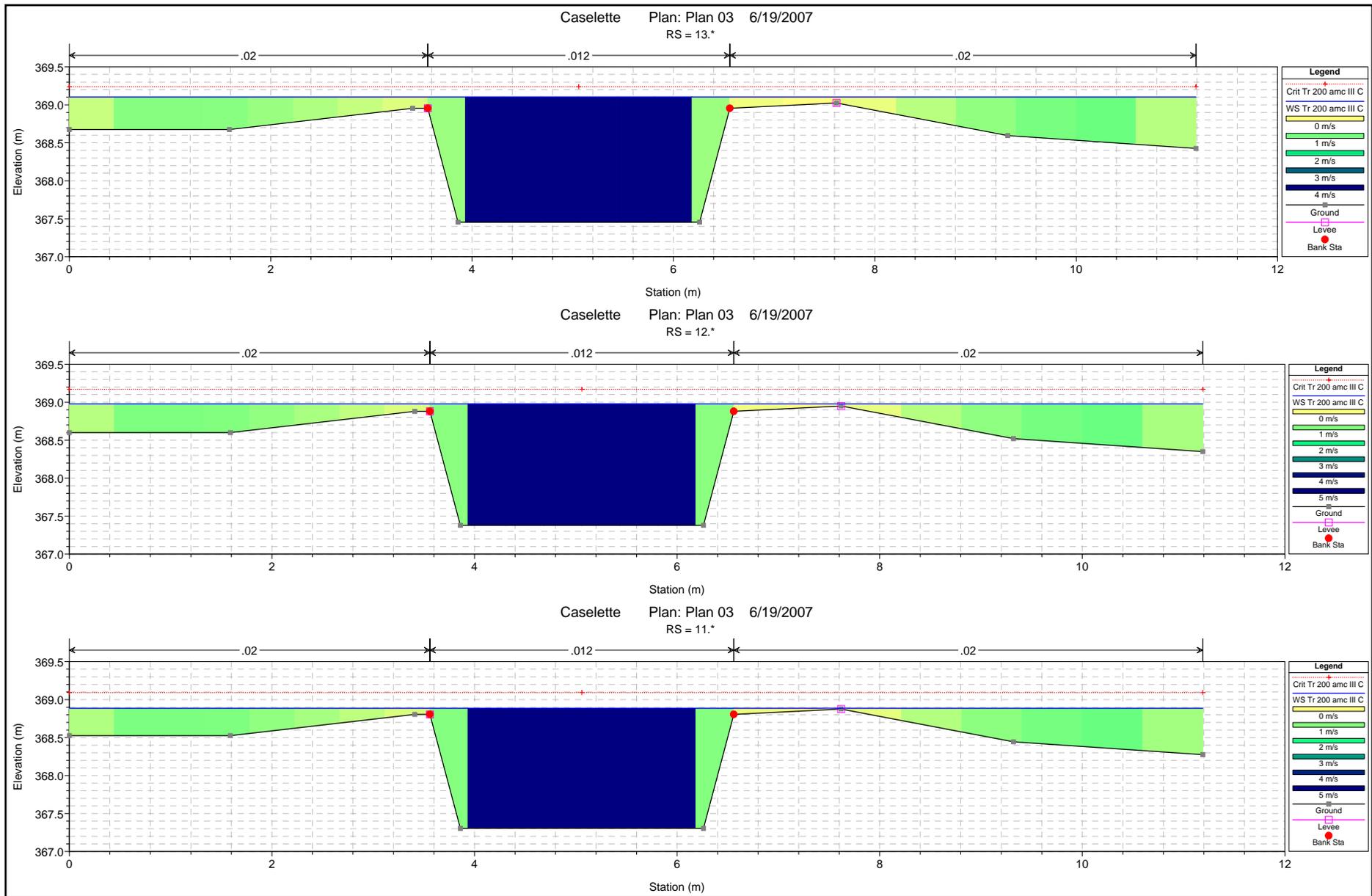




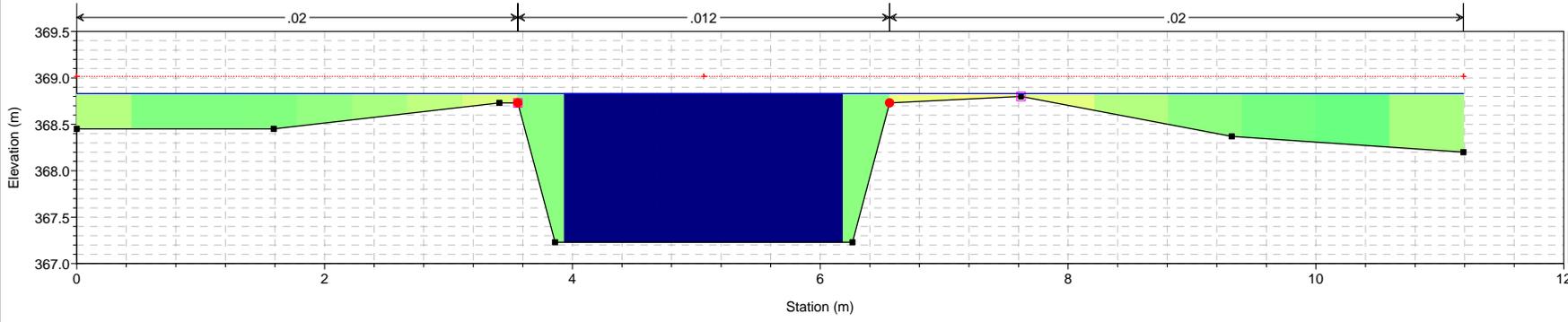








Caselette Plan: Plan 03 6/19/2007
RS = 10

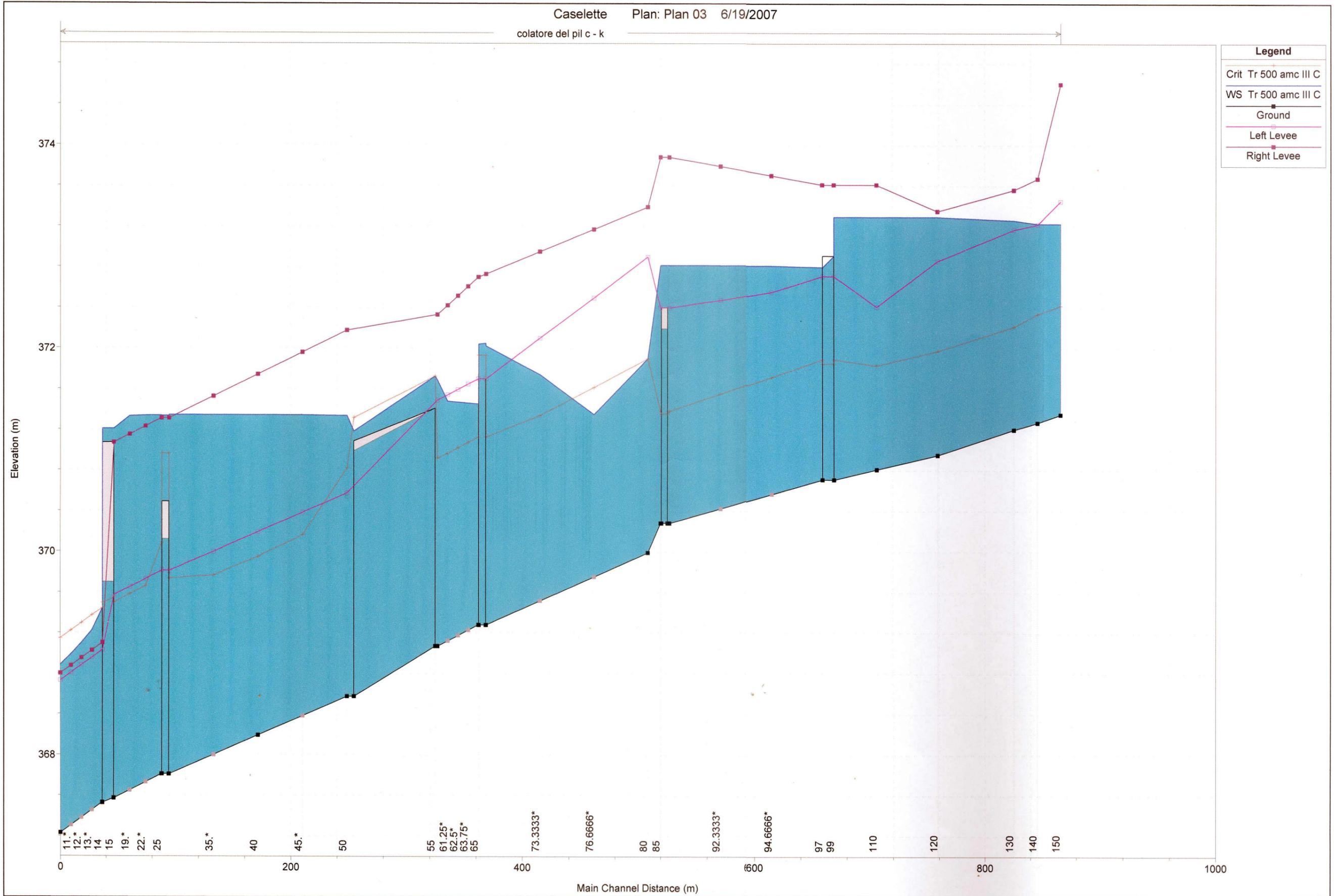


Legend	
●	Crit Tr 200 amc III C
■	WS Tr 200 amc III C
□	0 m/s
■	1 m/s
■	2 m/s
■	3 m/s
■	4 m/s
■	5 m/s
—	Ground
—	Levee
■	Bank Sta

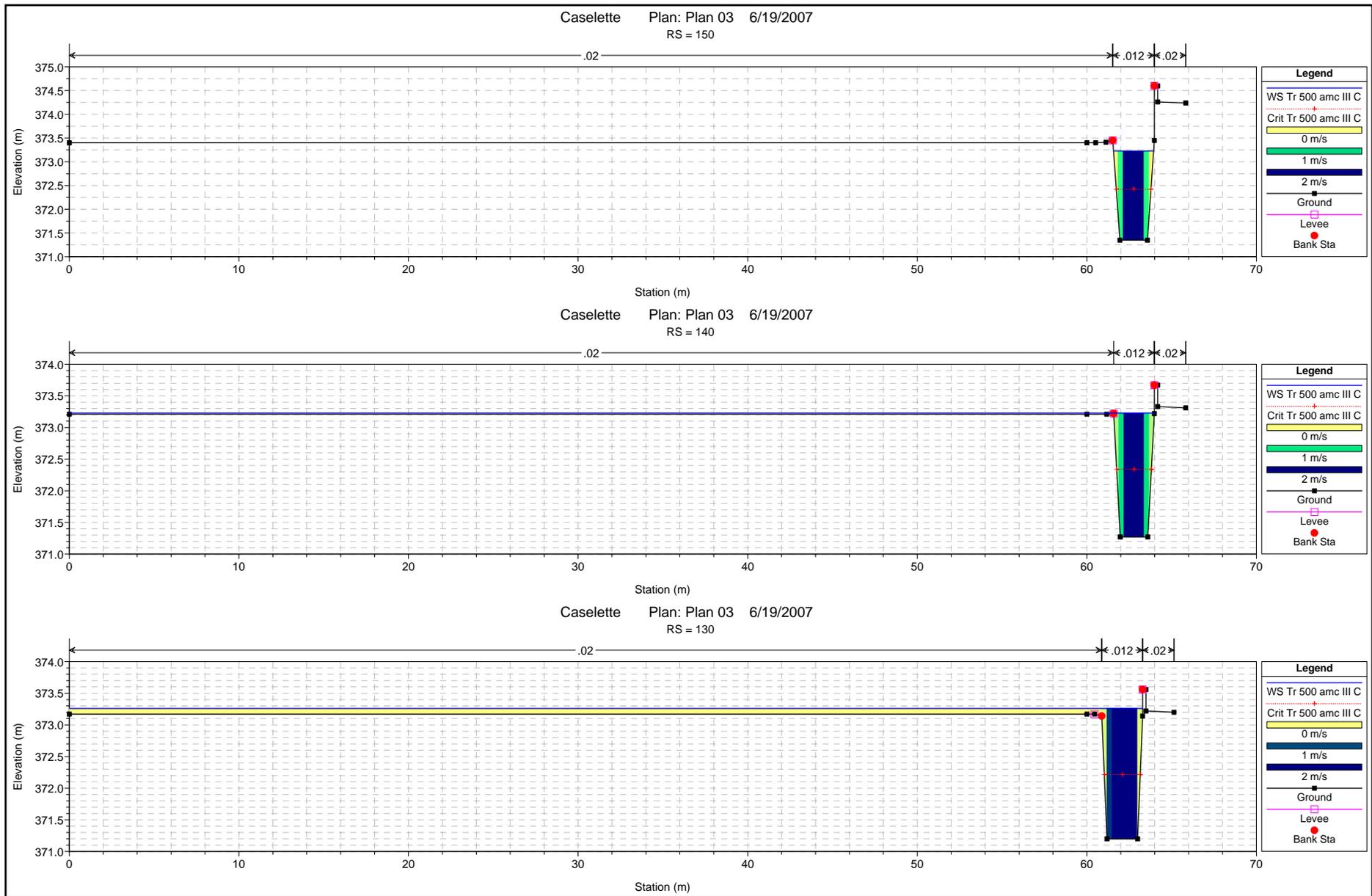


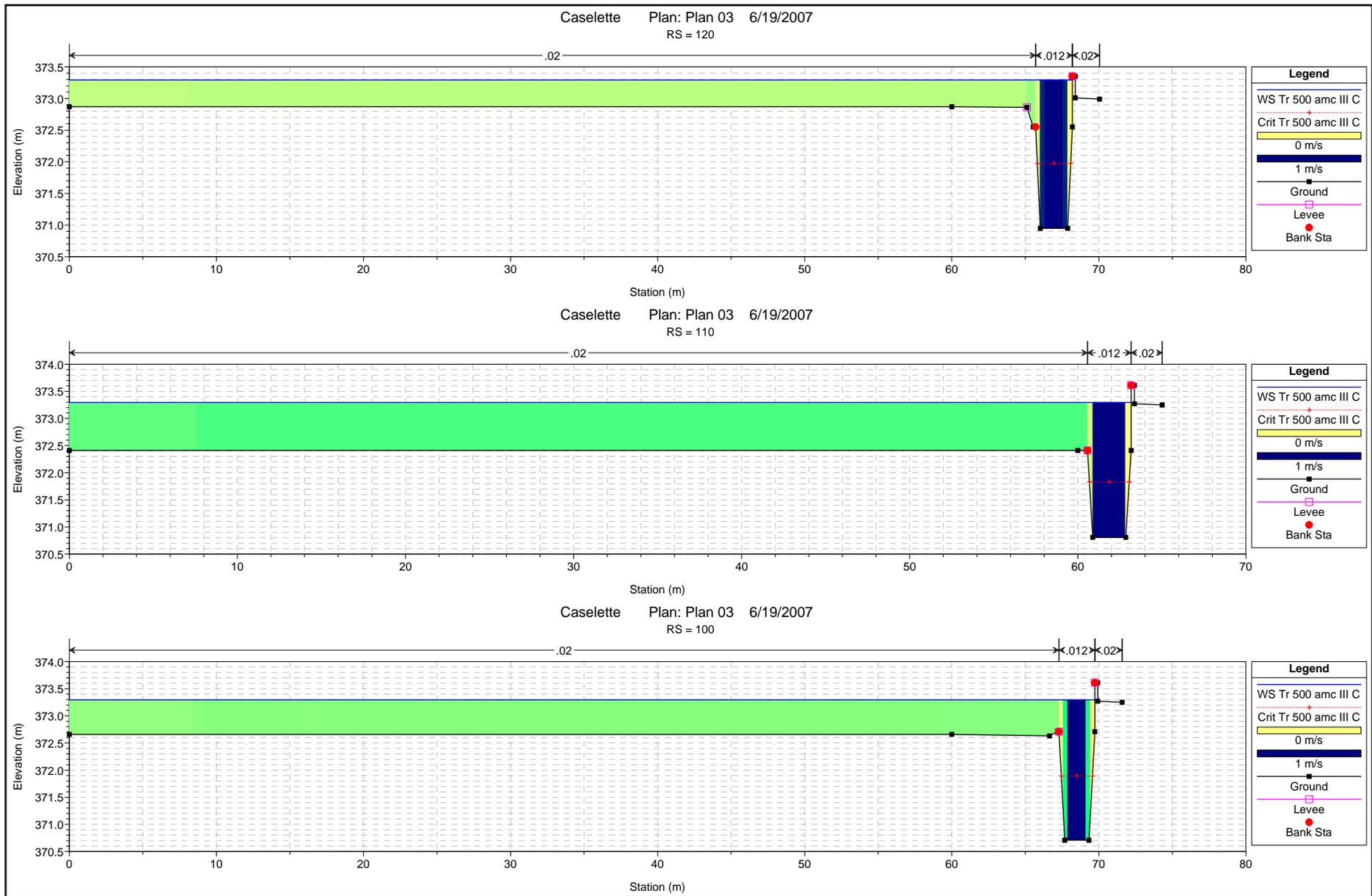
ALLEGATO 10

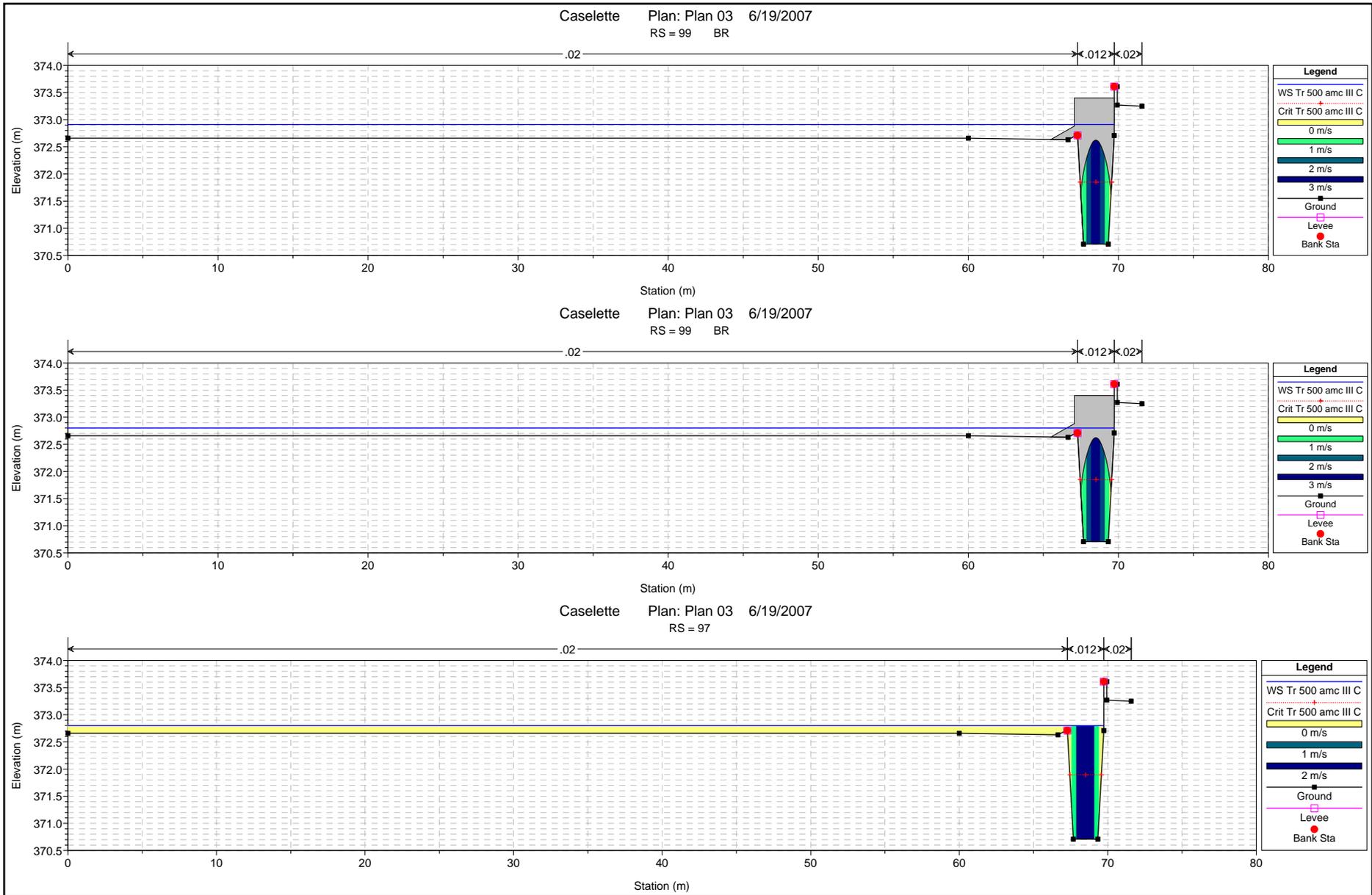
Risultato delle simulazioni idrauliche del Fosso Colatore per $T_r = 500$ anni

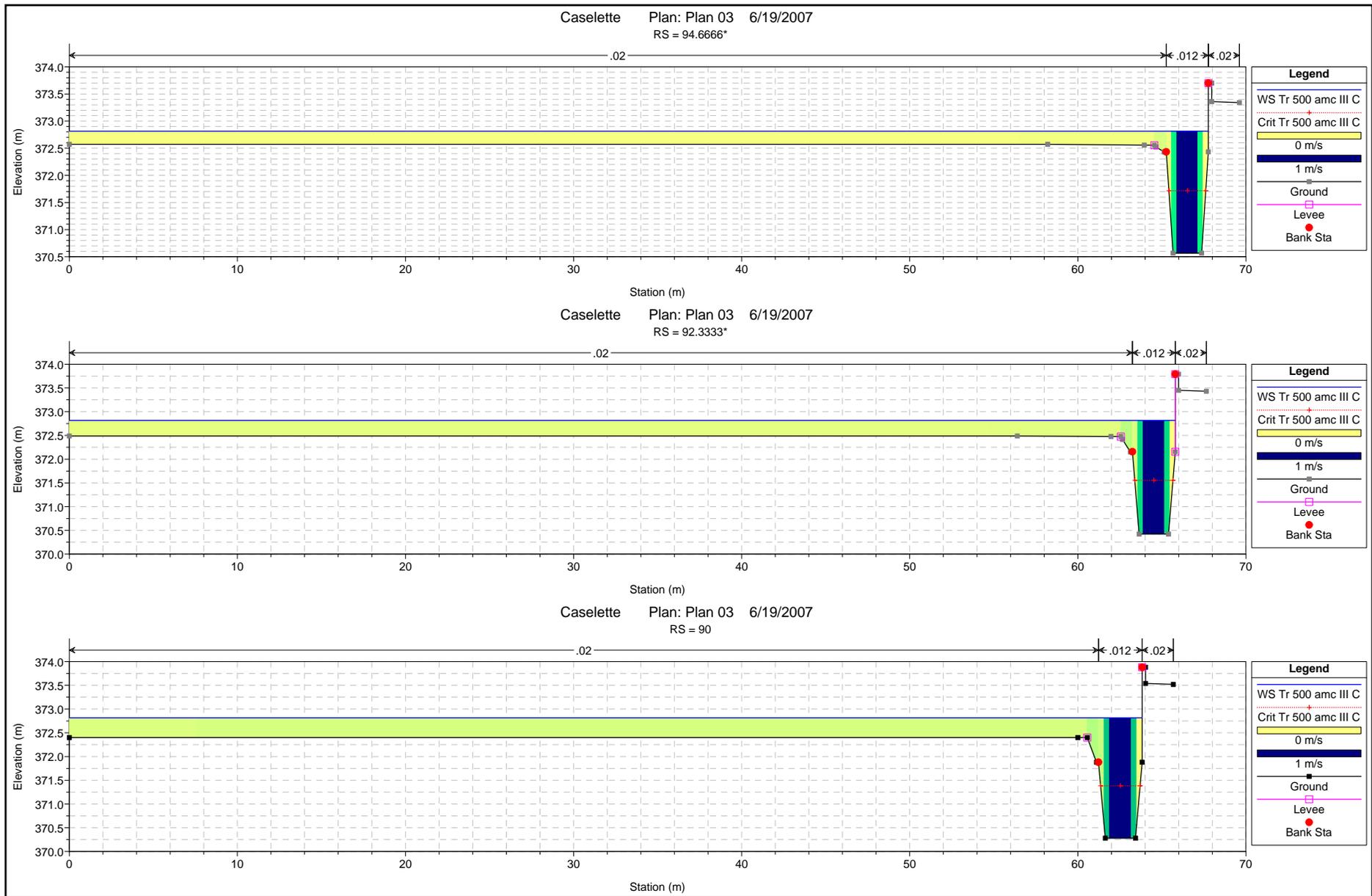


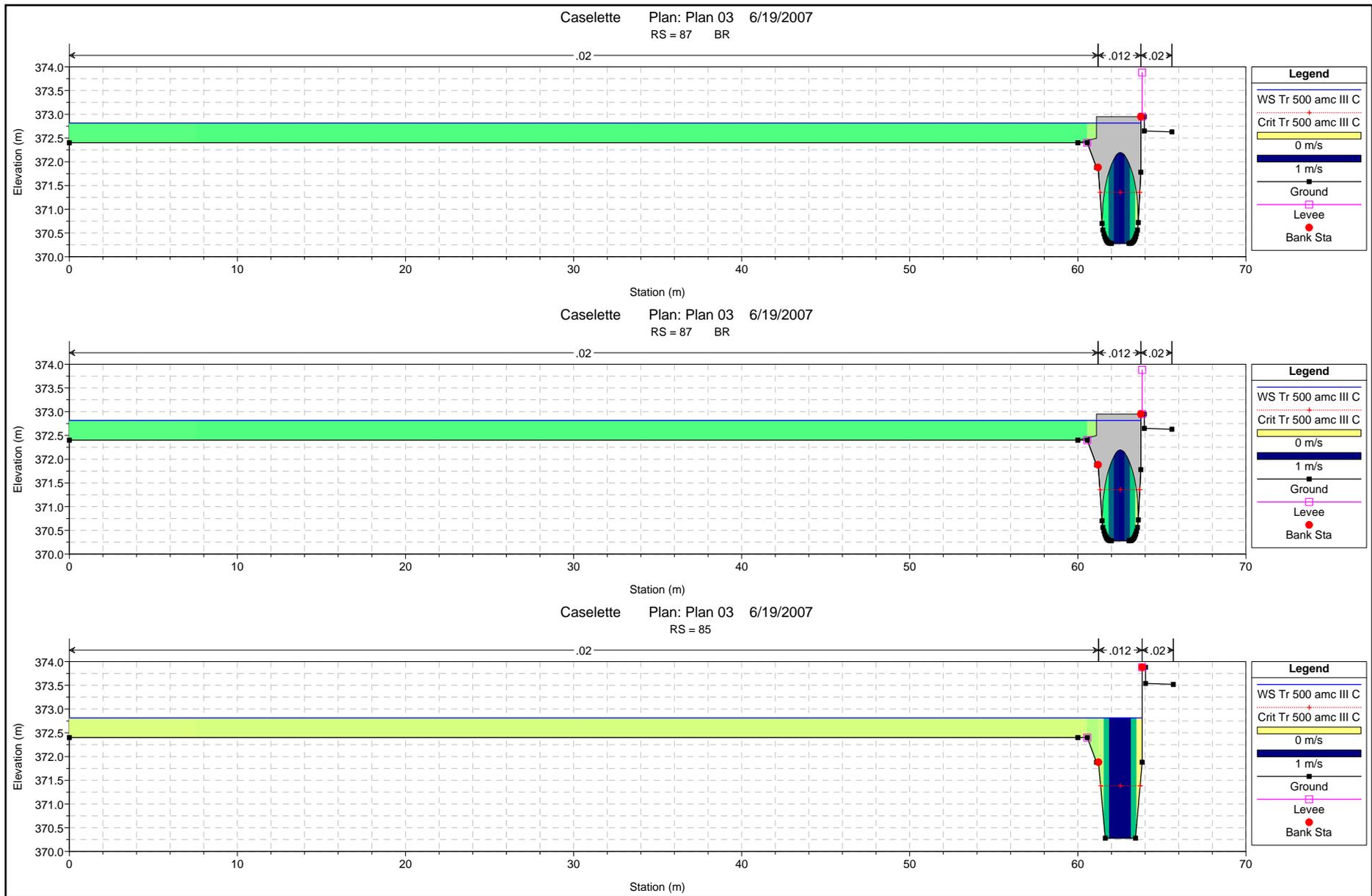
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl	Levee El Left (m)	Levee El Right (m)
c-k	150	Tr 500 amc III C	6.02	371.35	373.23	372.42	373.36	0.000618	1.61	3.74	2.36	0.41	373.45	374.60
c-k	140	Tr 500 amc III C	6.02	371.27	373.23	372.34	373.34	0.000522	1.51	5.07	63.98	0.38	373.22	373.67
c-k	130	Tr 500 amc III C	6.02	371.20	373.26	372.21	373.32	0.000287	1.16	9.86	63.29	0.28	373.17	373.56
c-k	120	Tr 500 amc III C	6.38	370.95	373.29	371.97	373.30	0.000028	0.41	33.30	68.20	0.09	372.86	373.35
c-k	110	Tr 500 amc III C	6.74	370.81	373.29	371.83	373.30	0.000005	0.19	59.54	63.17	0.04	372.41	373.61
c-k	100	Tr 500 amc III C	7.11	370.71	373.29	371.89	373.30	0.000013	0.27	48.26	69.73	0.06	372.71	373.61
c-k	99	Bridge												
c-k	97	Tr 500 amc III C	7.11	370.71	372.80	371.89	372.85	0.000281	1.15	13.82	69.73	0.28	372.71	373.61
c-k	94.6666*	Tr 500 amc III C	7.11	370.57	372.81	371.72	372.83	0.000115	0.79	20.65	67.76	0.18	372.55	373.70
c-k	92.3333*	Tr 500 amc III C	7.11	370.42	372.82	371.55	372.82	0.000060	0.60	26.33	65.80	0.13	372.47	373.79
c-k	90	Tr 500 amc III C	7.11	370.28	372.82	371.38	372.82	0.000035	0.49	31.61	63.83	0.10	372.40	373.88
c-k	87	Bridge												
c-k	85	Tr 500 amc III C	7.11	370.28	372.81	371.38	372.82	0.000035	0.49	31.52	63.83	0.10	372.40	373.88
c-k	80	Tr 500 amc III C	19.95	369.99	371.90	371.90	372.73	0.003135	4.05	4.93	2.96	1.00	372.90	373.39
c-k	76.6666*	Tr 500 amc III C	19.95	369.75	371.35	371.62	372.52	0.004861	4.79	4.16	2.91	1.28	372.50	373.17
c-k	73.3333*	Tr 500 amc III C	19.95	369.52	371.74	371.34	372.26	0.001619	3.20	6.31	3.65	0.72	372.10	372.95
c-k	70	Tr 500 amc III C	21.02	369.28	372.02	371.13	372.10	0.000314	1.57	28.19	65.39	0.31	371.70	372.73
c-k	67.5	Bridge												
c-k	65	Tr 500 amc III C	21.02	369.28	371.45	371.13	372.03	0.001806	3.37	6.28	3.51	0.76	371.70	372.70
c-k	63.75*	Tr 500 amc III C	21.02	369.23	371.46	371.07	372.00	0.001649	3.26	6.50	3.59	0.73	371.65	372.61
c-k	62.5*	Tr 500 amc III C	21.02	369.18	371.47	371.02	371.98	0.001508	3.16	6.72	3.67	0.70	371.60	372.52
c-k	61.25*	Tr 500 amc III C	21.02	369.12	371.48	370.97	371.96	0.001384	3.07	6.95	3.74	0.67	371.54	372.42
c-k	60	Tr 500 amc III C	21.02	369.07	371.69	370.92	371.86	0.000573	2.08	20.16	65.39	0.43	371.49	372.33
c-k	55	Bridge												
c-k	50	Tr 500 amc III C	21.02	368.58	371.34	370.82	371.35	0.000061	0.70	55.17	64.71	0.14	370.57	372.18
c-k	45*	Tr 500 amc III C	21.02	368.38	371.34	370.16	371.34	0.000007	0.25	196.37	115.56	0.05	370.38	371.96
c-k	40	Tr 500 amc III C	21.02	368.19	371.34	369.95	371.34	0.000003	0.17	179.56	116.42	0.03	370.19	371.74
c-k	35*	Tr 500 amc III C	21.02	368.00	371.34	369.77	371.34	0.000002	0.16	176.32	92.27	0.03	370.00	371.53
c-k	30	Tr 500 amc III C	24.39	367.81	371.34	369.74	371.34	0.000003	0.17	156.11	69.97	0.03	369.81	371.31
c-k	27.5	Bridge												
c-k	25	Tr 500 amc III C	24.39	367.81	371.34	370.08	371.34	0.000004	0.17	155.81	69.97	0.03	369.81	371.31
c-k	22*	Tr 500 amc III C	24.39	367.73	371.34	369.66	371.34	0.000007	0.28	110.57	49.58	0.05	369.73	371.23
c-k	19*	Tr 500 amc III C	24.39	367.65	371.33	369.58	371.34	0.000020	0.48	65.54	29.20	0.08	369.65	371.15
c-k	16	Tr 500 amc III C	24.39	367.57	371.21	369.50	371.33	0.000246	1.67	18.42	8.81	0.29	369.57	371.07
c-k	15	Bridge												
c-k	14	Tr 500 amc III C	24.39	367.53	369.44	369.44	369.88	0.001679	3.34	10.39	11.19	0.80	369.03	369.10
c-k	13*	Tr 500 amc III C	24.39	367.46	369.22	369.37	369.84	0.002540	3.89	8.81	11.19	0.97	368.95	369.03
c-k	12*	Tr 500 amc III C	24.39	367.38	369.10	369.29	369.81	0.002978	4.12	8.25	11.19	1.05	368.88	368.95
c-k	11*	Tr 500 amc III C	24.39	367.31	368.99	369.22	369.77	0.003354	4.30	7.84	11.19	1.11	368.81	368.88
c-k	10	Tr 500 amc III C	24.39	367.23	368.89	369.15	369.74	0.003678	4.45	7.53	11.19	1.16	368.73	368.80



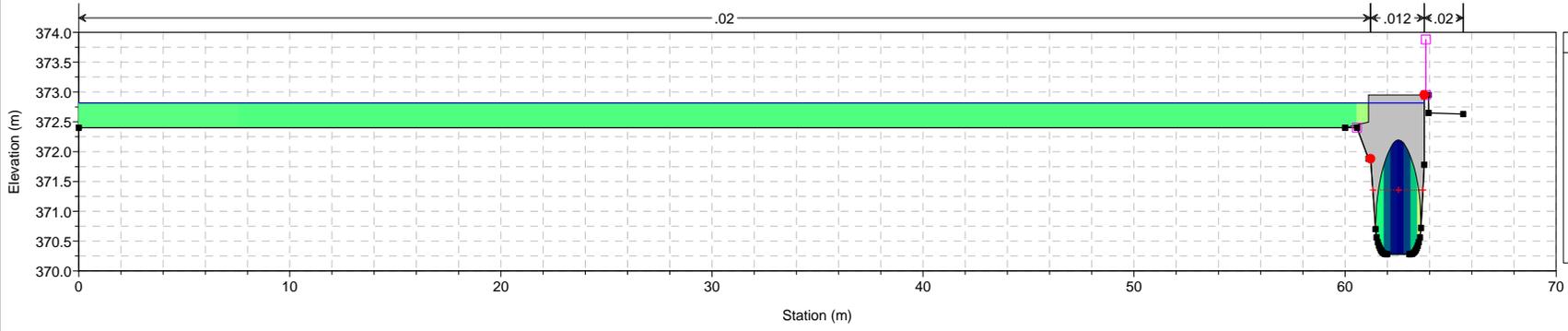






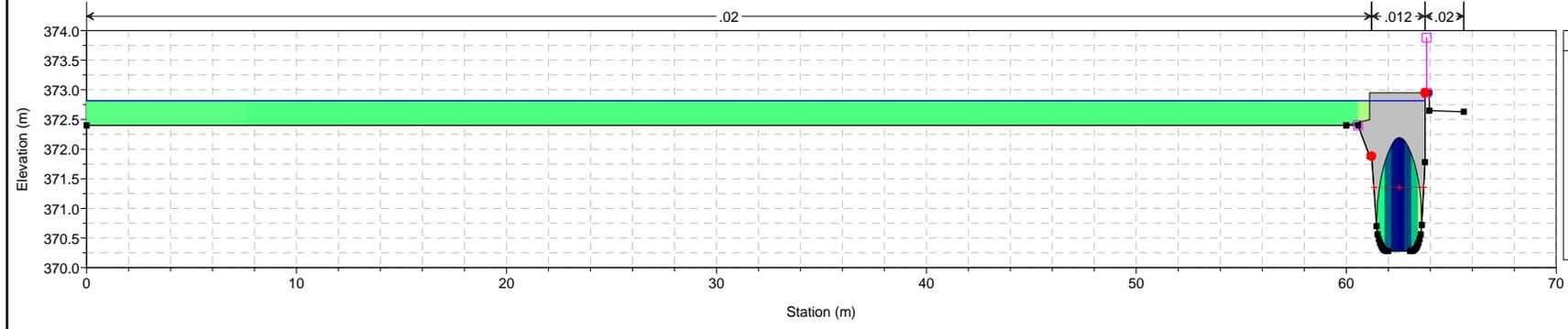


Caselette Plan: Plan 03 6/19/2007
RS = 87 BR



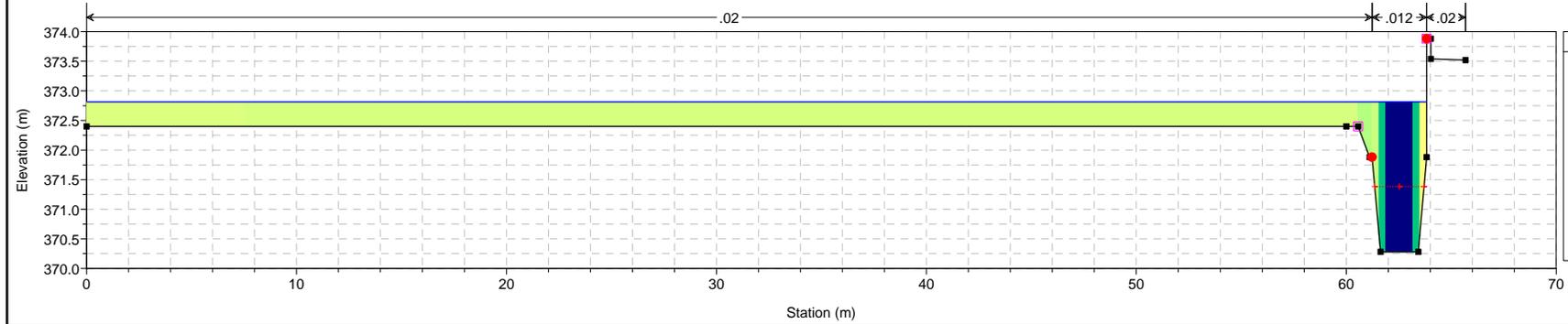
Legend	
—	WS Tr 500 amc III C
⋯	Crit Tr 500 amc III C
█	0 m/s
█	1 m/s
—	Ground
□	Levee
●	Bank Sta

Caselette Plan: Plan 03 6/19/2007
RS = 87 BR

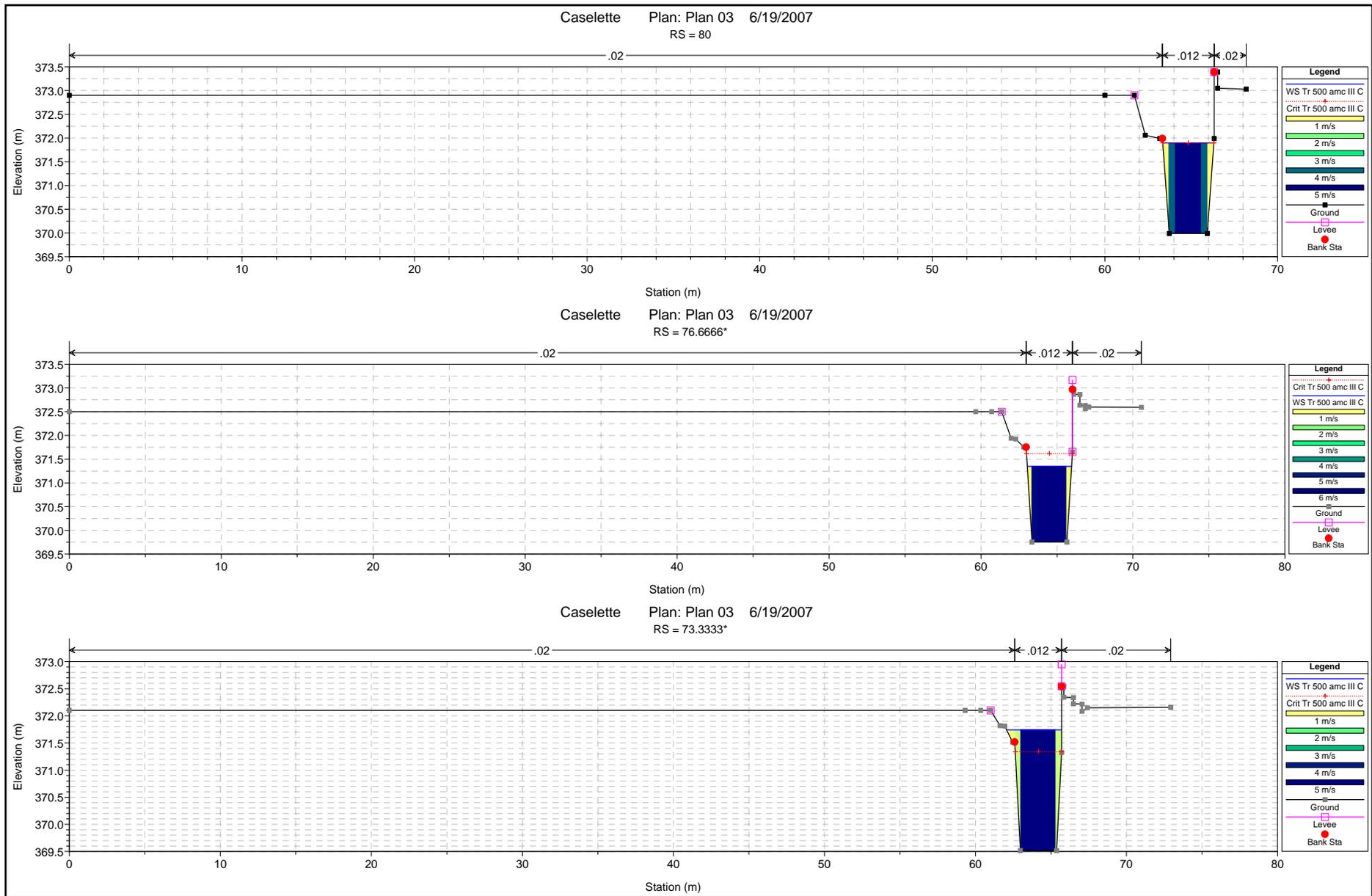


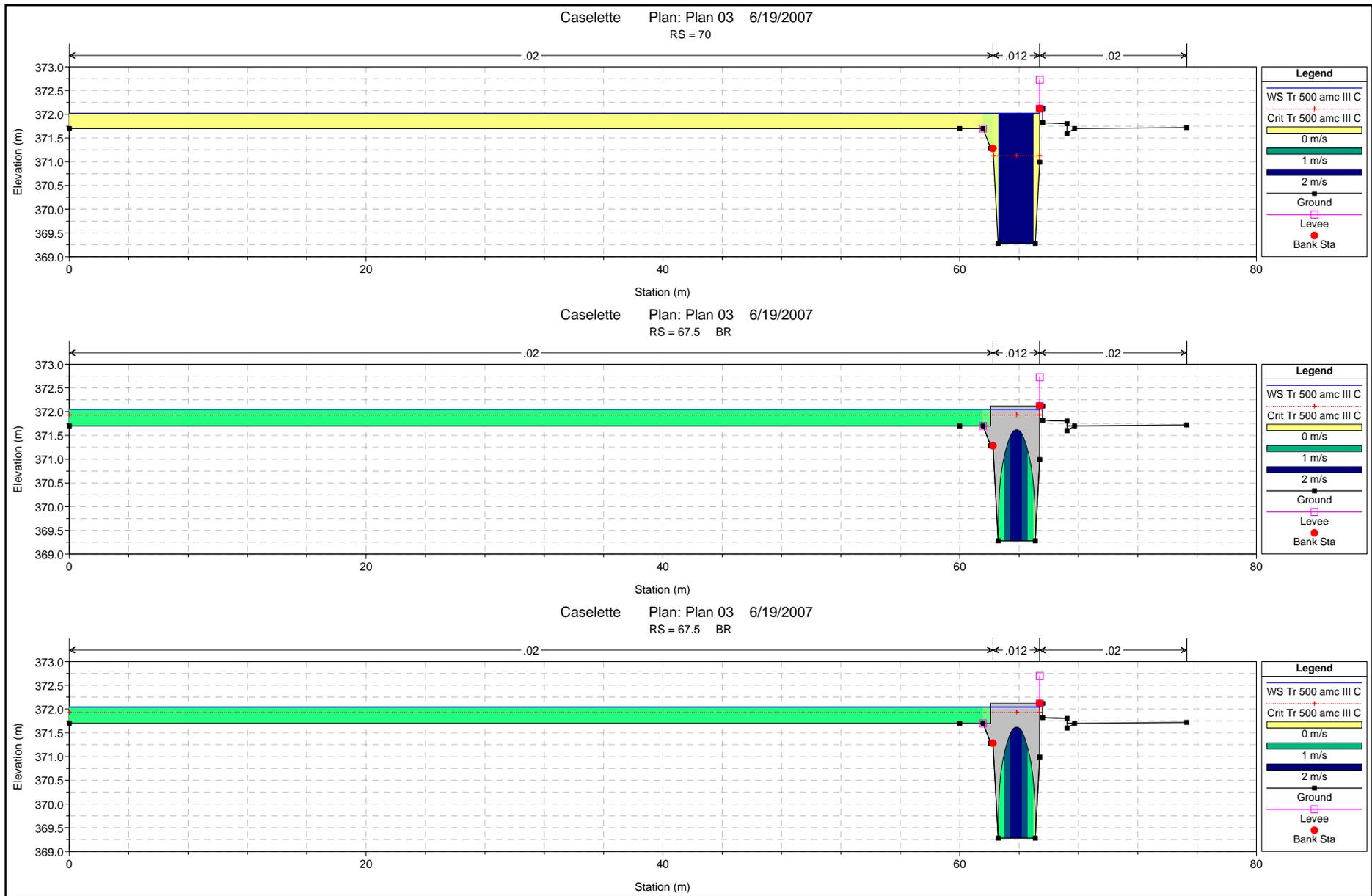
Legend	
—	WS Tr 500 amc III C
⋯	Crit Tr 500 amc III C
█	0 m/s
█	1 m/s
—	Ground
□	Levee
●	Bank Sta

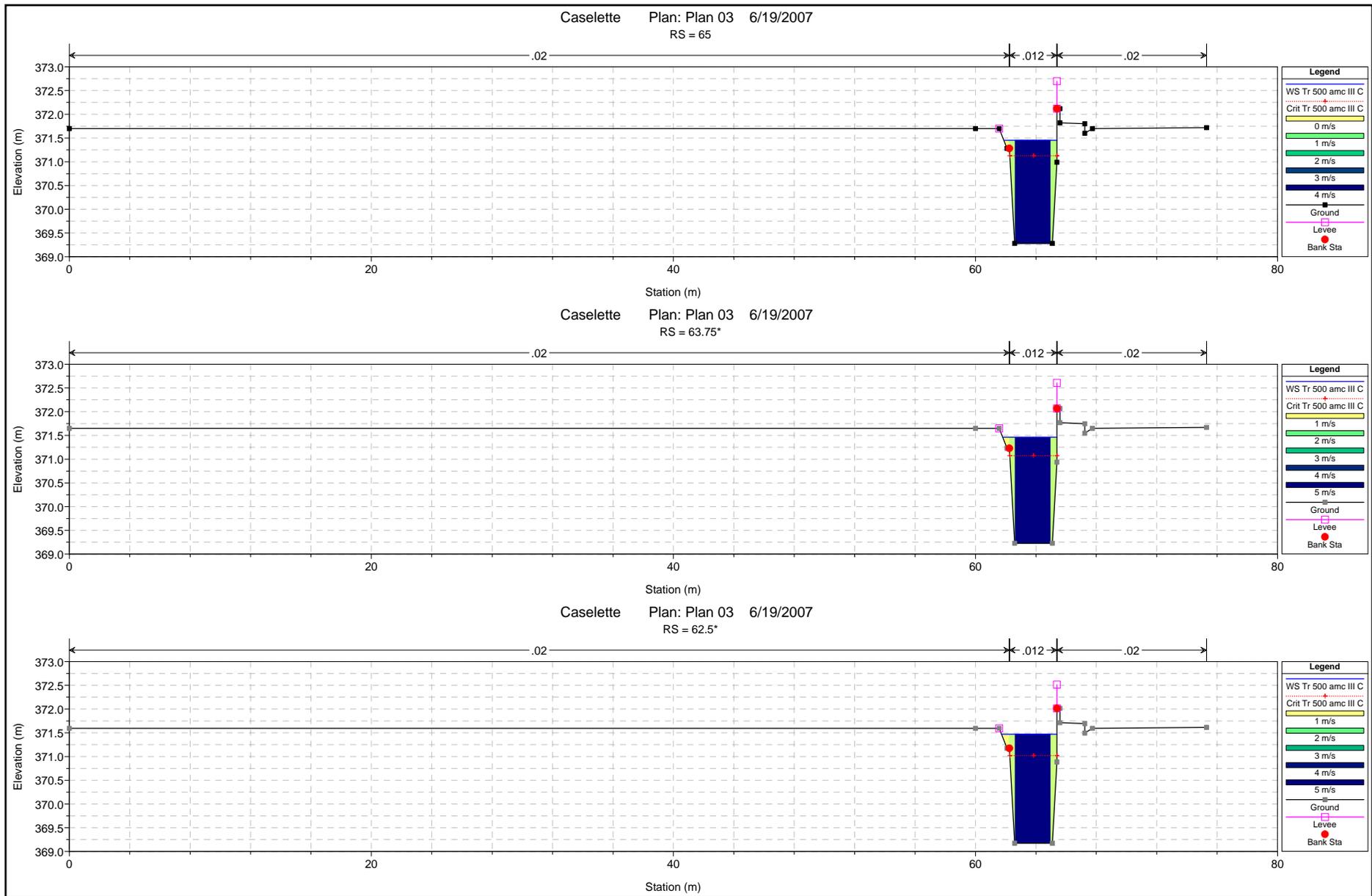
Caselette Plan: Plan 03 6/19/2007
RS = 85

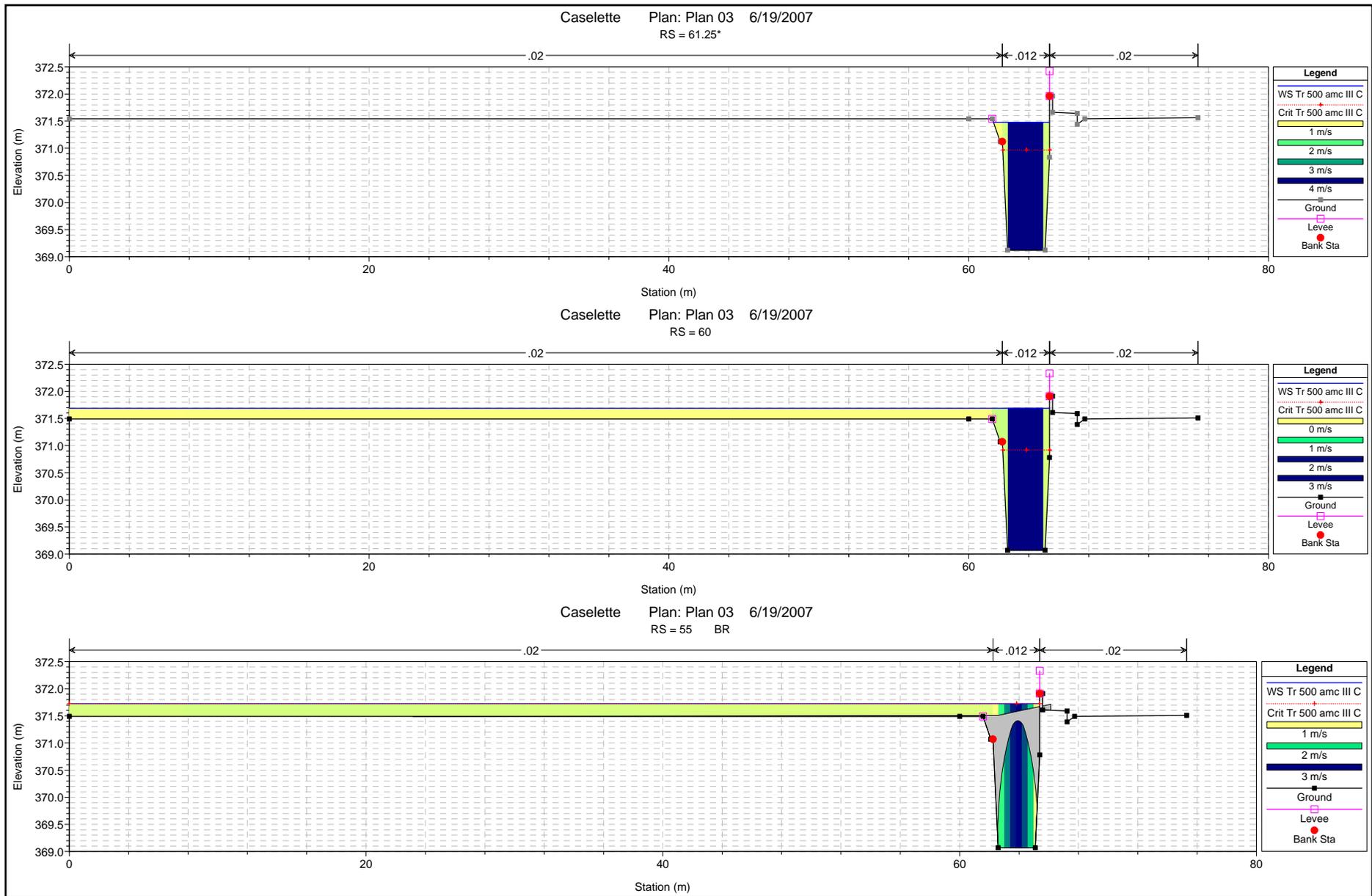


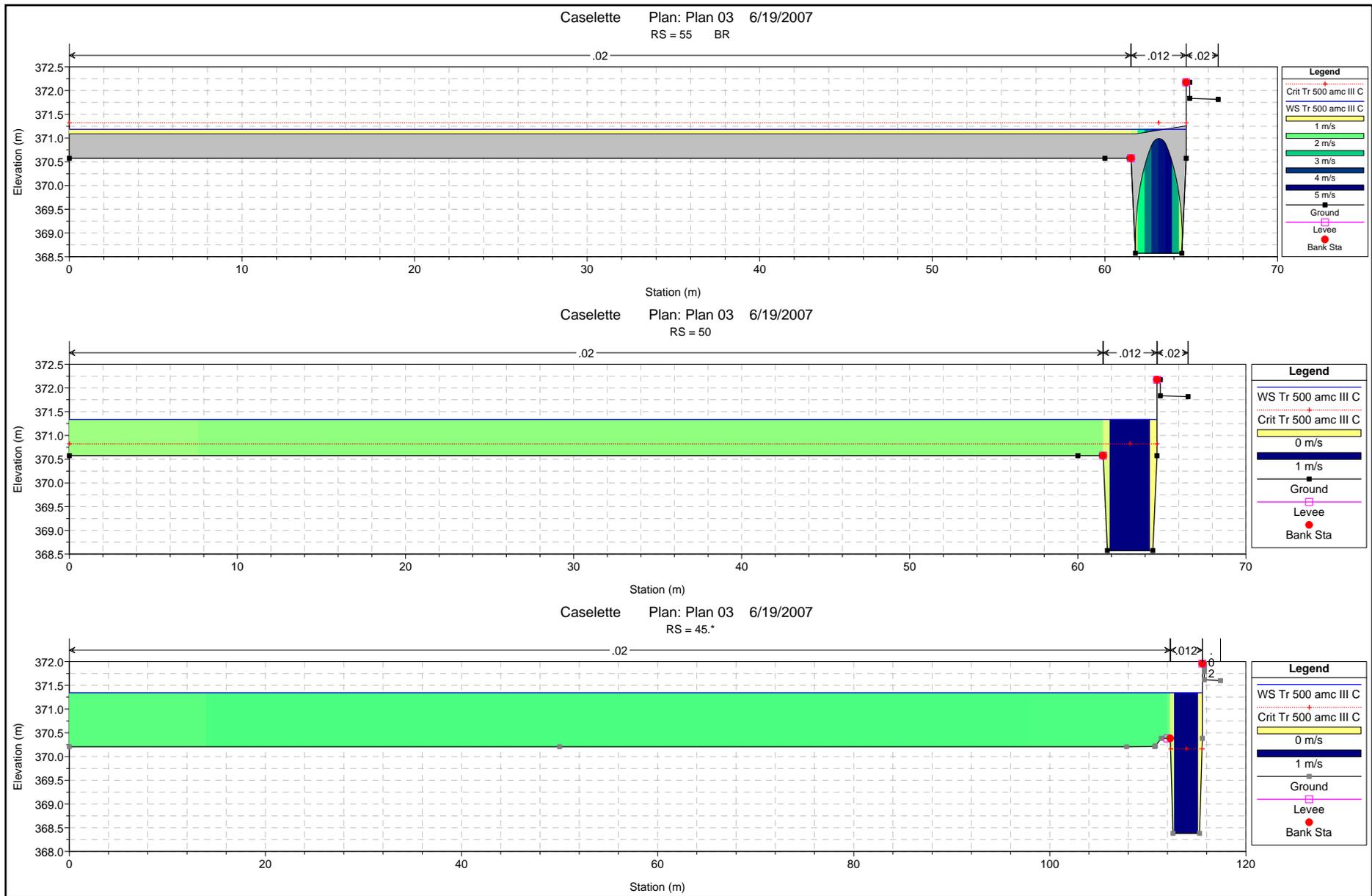
Legend	
—	WS Tr 500 amc III C
⋯	Crit Tr 500 amc III C
█	0 m/s
█	1 m/s
—	Ground
□	Levee
●	Bank Sta

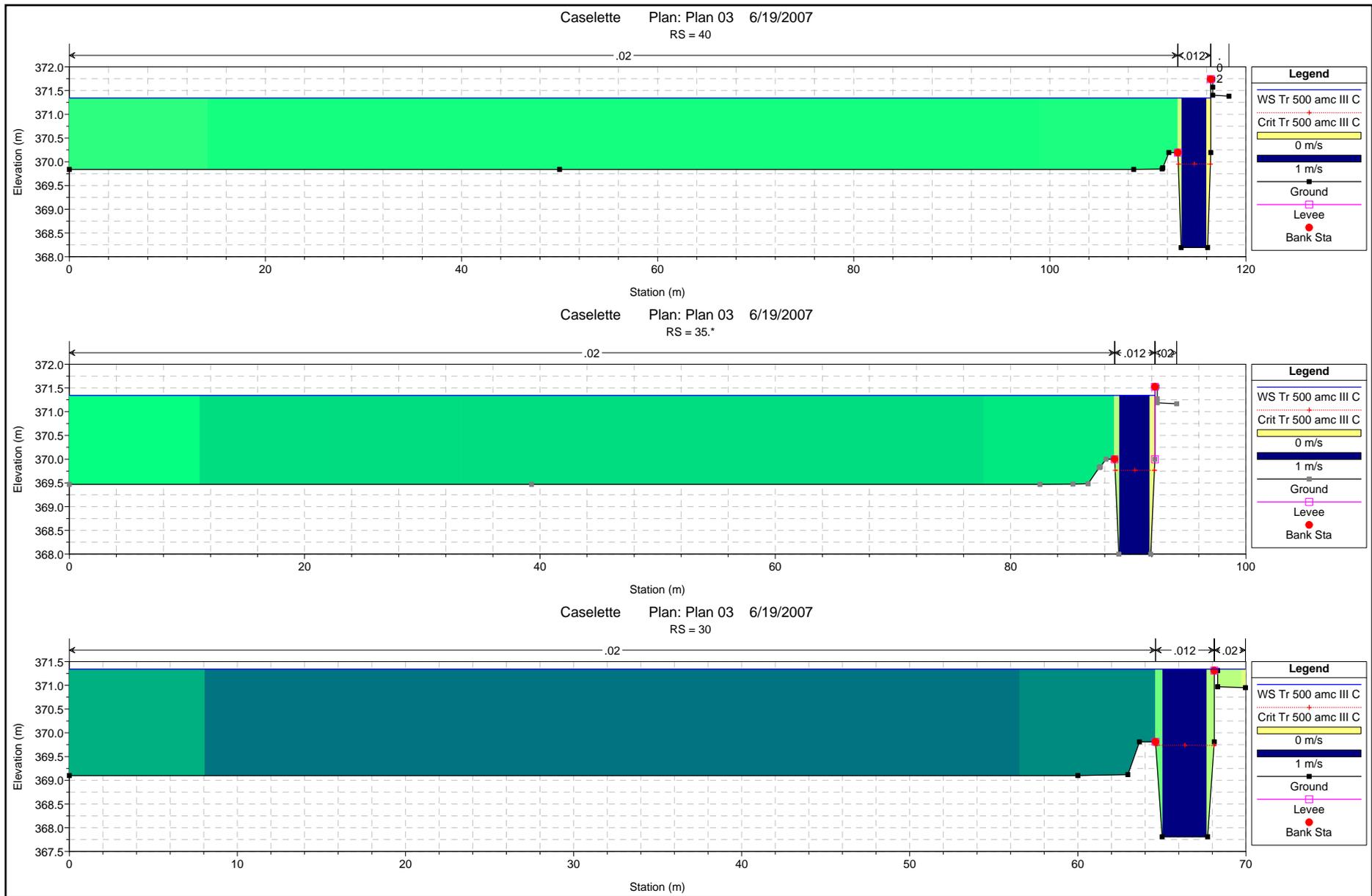


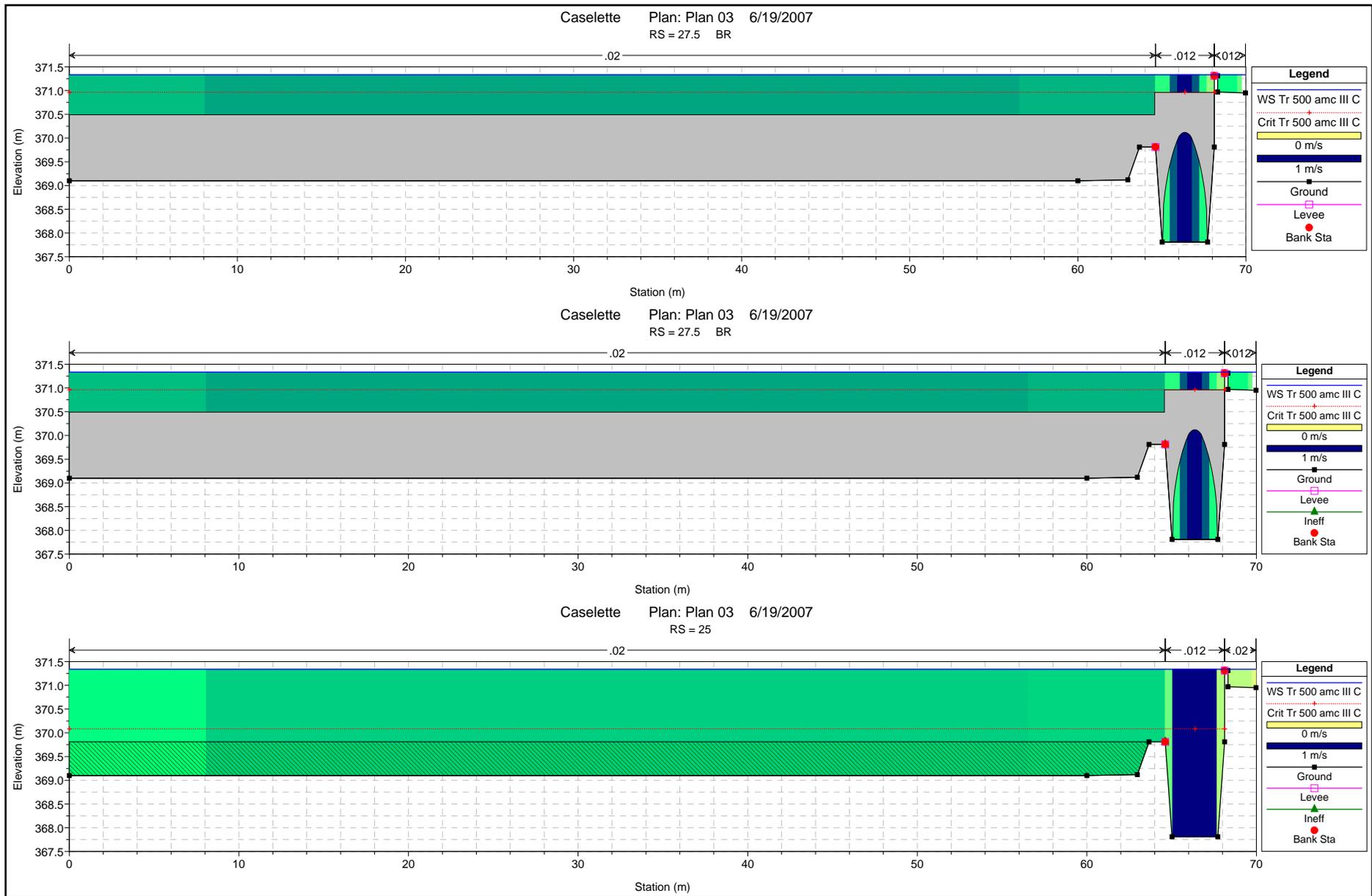


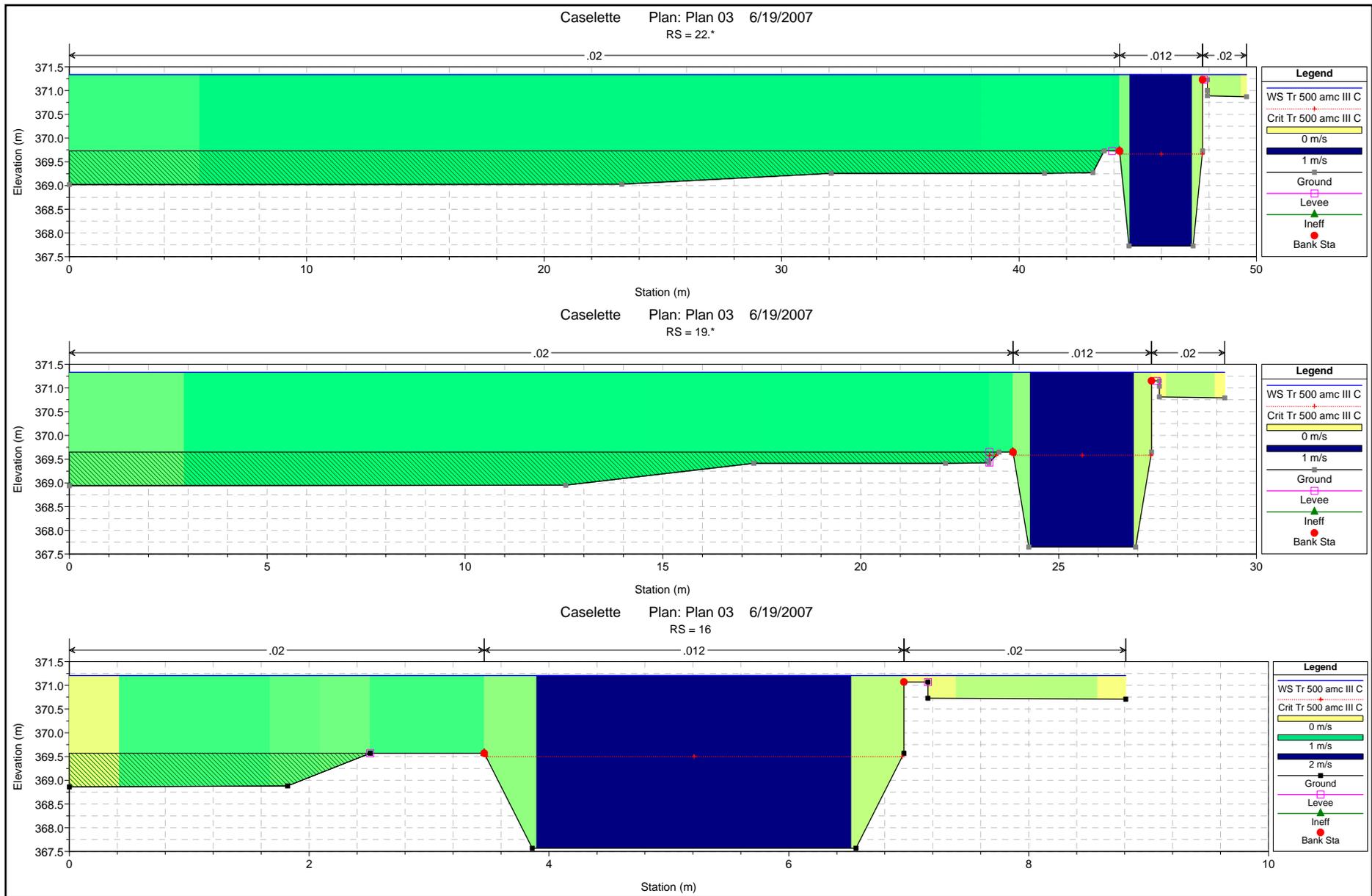


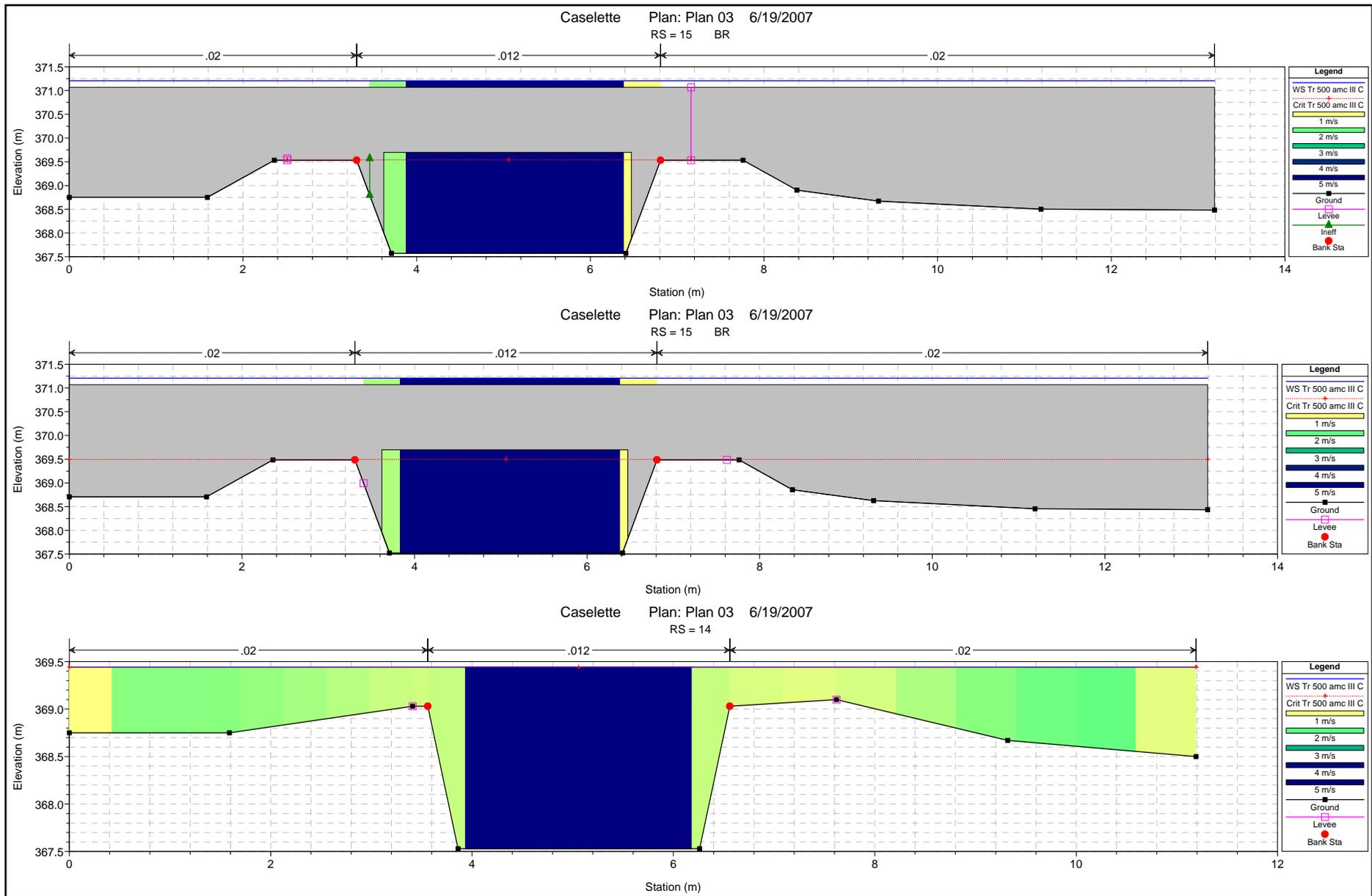


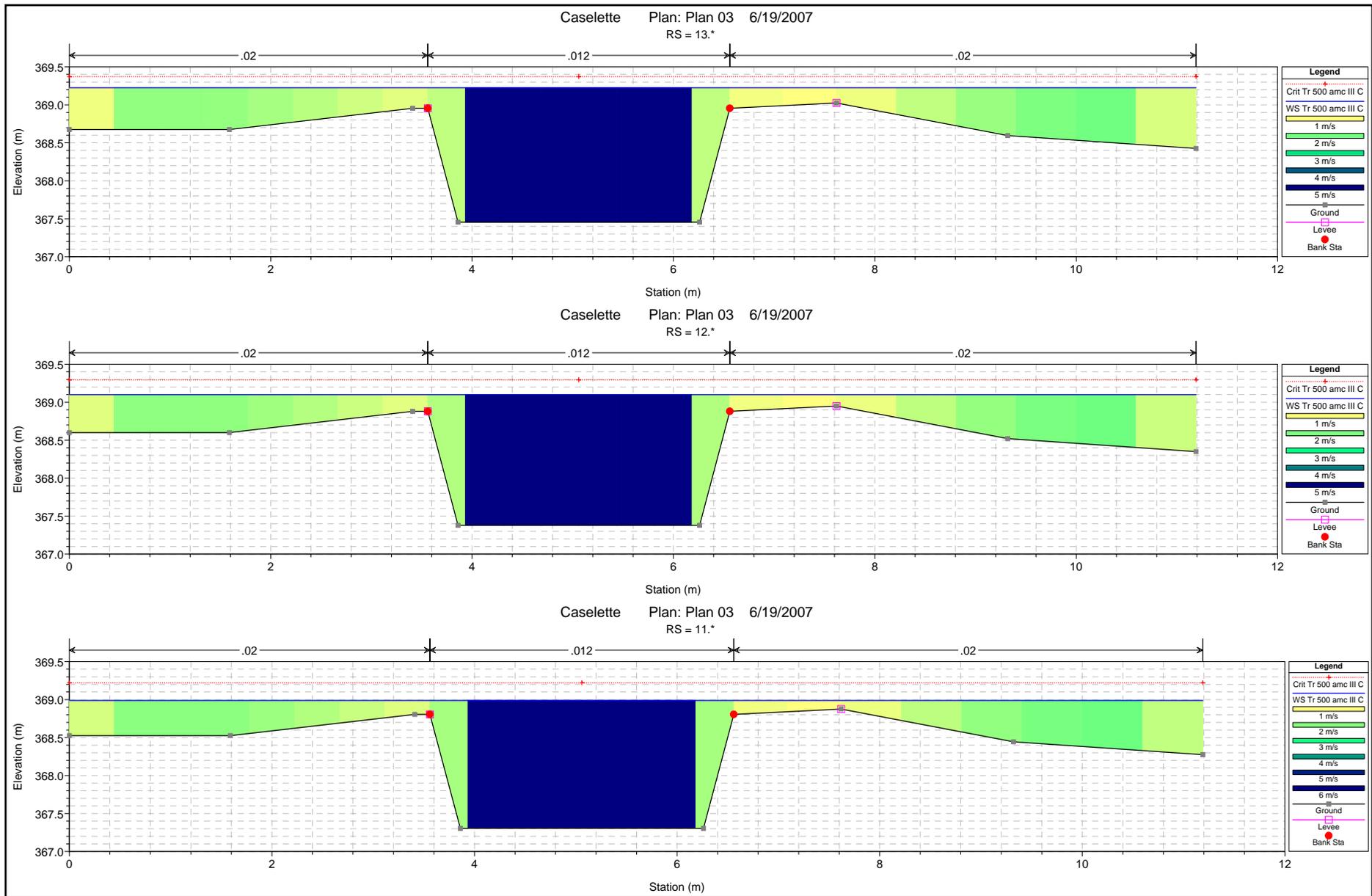




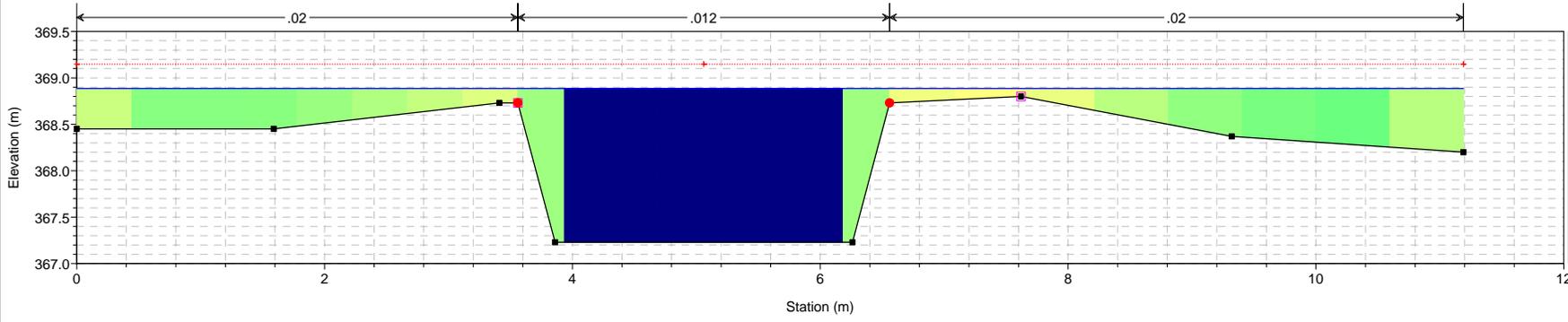








Caselette Plan: Plan 03 6/19/2007
RS = 10



Legend	
	Crit Tr 500 amc III C
	WS Tr 500 amc III C
	1 m/s
	2 m/s
	3 m/s
	4 m/s
	5 m/s
	6 m/s
	Ground
	Levee
	Bank Sta



COMUNE DI CASELETTE – PROVINCIA DI TORINO
*Adeguamento del P.R.G.C. ai sensi dell'art. 18 del PAI e delle
circolari P.G.R. 7/LAP/96 e 14/LAP/98 - Verifica di compatibilità
idraulica*



ELABORATO 1 *Relazione Idrologico - Idraulica*

215C-G01-RIE-01-2

ALLEGATO 11

Allegato fotografico



Fotografia 1 – Attraversamento della strada statale 24 sopra al torrente Vangeirone.



Fotografia 2 – Area posta in sinistra idrografica del torrente Vangeirone (a monte dalla strada statale 24) dove c'è il rischio di esondazione.



Fotografia 3 – Ubicazione dell'attraversamento sotto la strada statale 24 utilizzabile (tramite adeguamento) come scolo delle acque sondate dal torrente Vangeirone.



Fotografia 4 – Vista dell'attraversamento utilizzabile come scolo delle acque di esondazione del torrente Vangeirone, l'attraversamento è composto da due tubazioni da di diametro 50 cm.



Fotografia 5 - Bealera nella quale si immette il possibile canale di scolo.



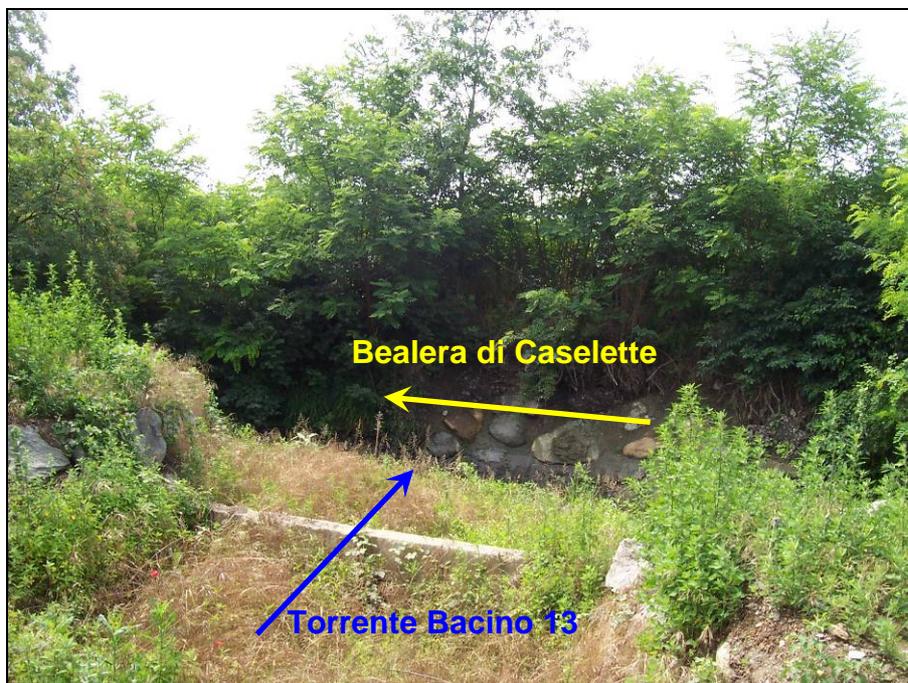
Fotografia 6 – Attraversamento del torrente del bacino 13 sotto la strada di accesso alla località Grangiotto.



Fotografia 7 – Fondo alveo del torrente del bacino 13.



Fotografia 8 – Attraversamento del torrente del bacino 13 sotto la strada di accesso alla località Grangiotto composto da due canali a sezione rettangolare di larghezza 50 cm e di altezza 100 cm.



Fotografia 9 – Immissione del torrente del bacino 13 nella Balera di Caselette (loc. Grangiotto).



Fotografia 10 – Altra vista dell'attraversamento del torrente del bacino 13.



Fotografia 11 – Bealera di Caselette a monte dell'immissione del torrente del Bacino 13.



Fotografia 12 – Scogliera in massi cementati a monte della località Grangiotto posta in destra idrografica del torrente del bacino 13.



Fotografia 13 – Vista da monte della località Grangiotto del torrente del bacino 13.



Fotografia 14 – Vista del torrente del bacino 13.



Fotografia 15 – Vista dell'area del comune di Caselette nella quale si prevede la futura espansione.



Fotografia 16 – Vista della pista tagliafuoco sulla quale ruscellano le acque dei bacini idrografici posti a monte portando contributo di portata al Fosso Colatore del Pilone.



Fotografia 17 – Canalina di scolo posta sulla pista tagliafuoco (la canalina contraddistingue il punto dal quale inizia il contributo delle acque provenienti dai bacini posti a monte della pista tagliafuoco).



Fotografia 18 – Vista del parcheggio posto al termine della pista tagliafuoco.



Fotografia 19 – Strada di accesso alla pista tagliafuoco sulla quale ruscellano le acque dei bacini posti a monte.



Fotografia 20 – Altra vista della strada di accesso alla pista tagliafuoco sulla quale ruscellano le acque dei bacini posti a monte.



Fotografia 21 – Canaletta di raccolta in cls delle acque provenienti dalla pista tagliafuoco.



Fotografia 22 – Vista della vasca di raccolta delle acque provenienti dalla pista tagliafuoco.



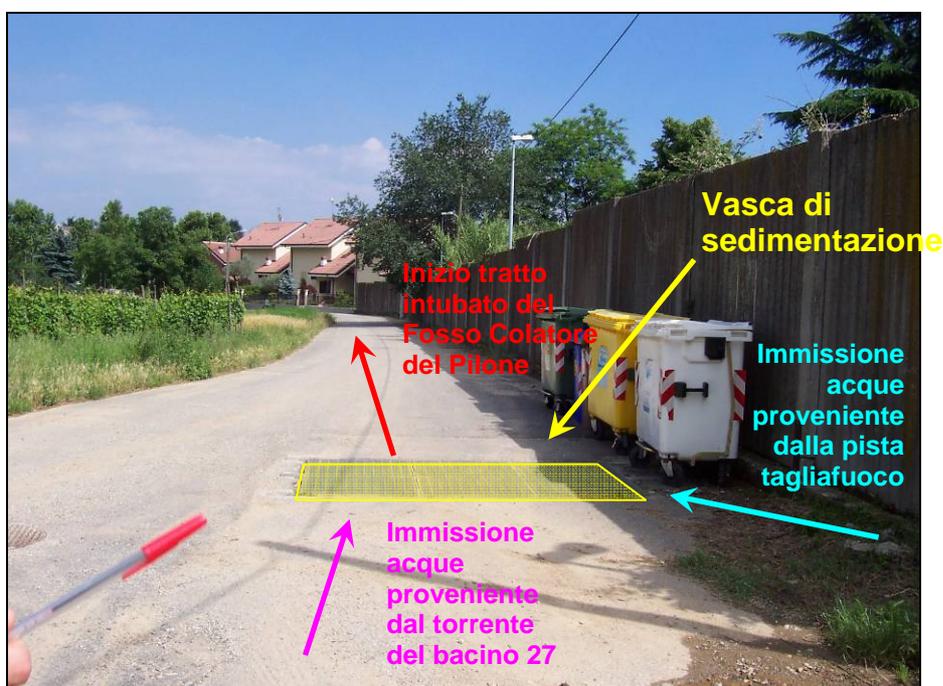
Fotografia 23 – Vista interna della vasca di raccolta delle acque provenienti dalla pista tagliafuoco.



Fotografia 24 – Schema della raccolta e della canalizzazione delle acque provenienti dalla pista tagliafuoco.



Fotografia 25 – Percorso del collettore di scarico delle acque provenienti dalla pista tagliafuoco.



Fotografia 26 – Vasca di sedimentazione che raccoglie le acque provenienti dalla pista tagliafuoco e le acque del torrente del bacino 27.



Fotografia 27 – Tratto terminale dell'alveo del torrente del bacino 27 prima dell'immissione nella vasca di sedimentazione.



Fotografia 28 – Parte iniziale del tratto a cielo aperto del Fosso Colatore del Pilone.



Fotografia 29 – Parte terminale del tratto intubato del Fosso Colatore del Pilone.



Fotografia 30 – Vista di un attraversamento con sezione di deflusso difforme da quella riscontrata nel progetto.



Fotografia 31 - Altra vista del Fosso colatore del Piloni.



Fotografia 32 – Altra vista del Fosso colatore del Piloni.



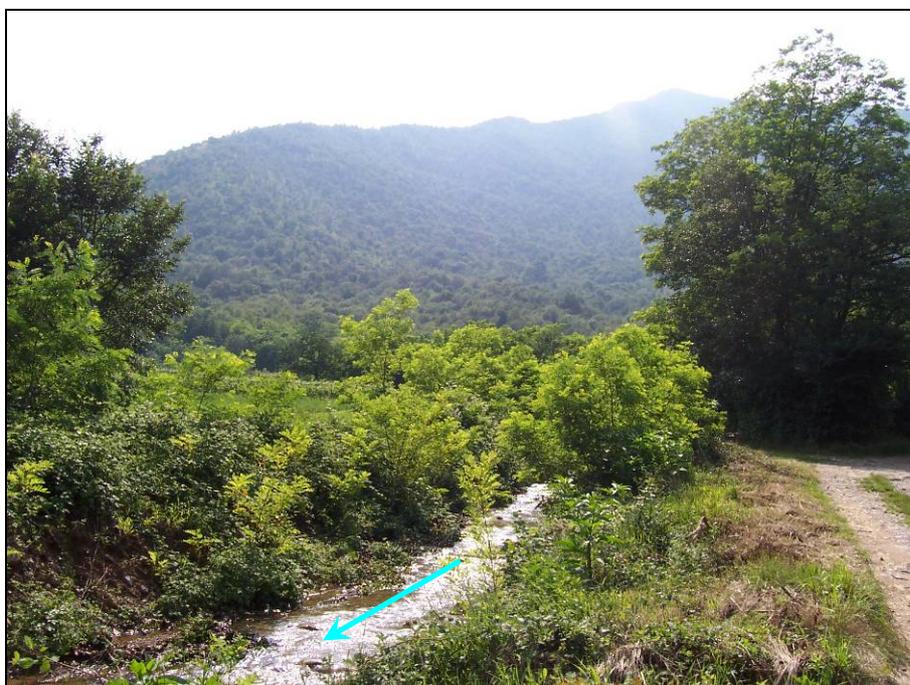
Fotografia 33 – Immissione del torrente del Bacino 30 nel Fosso Colatore del Pilone.



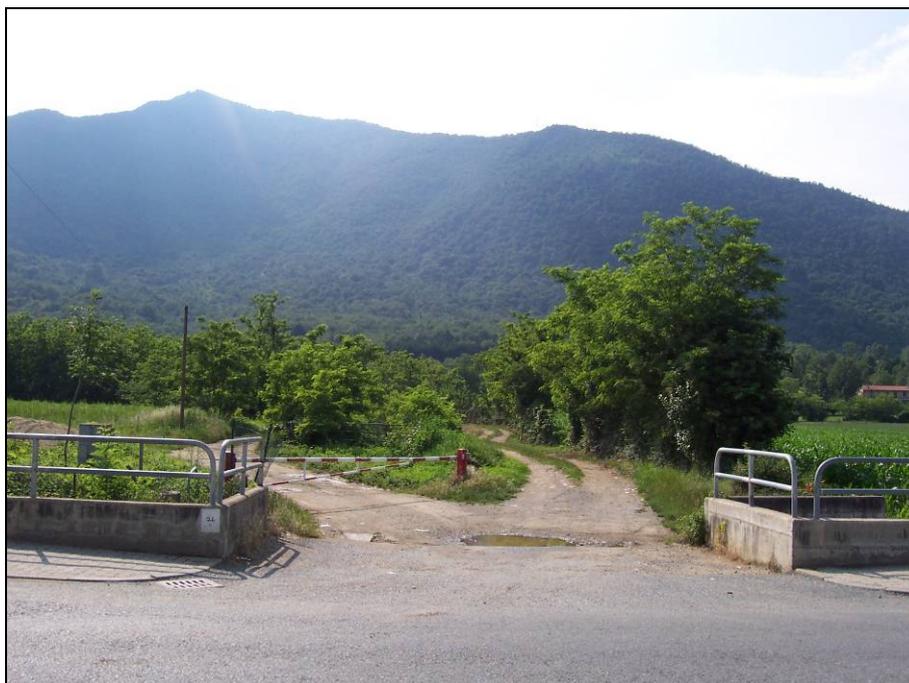
Fotografia 34 – Altra vista del Fosso colatore del Pilone



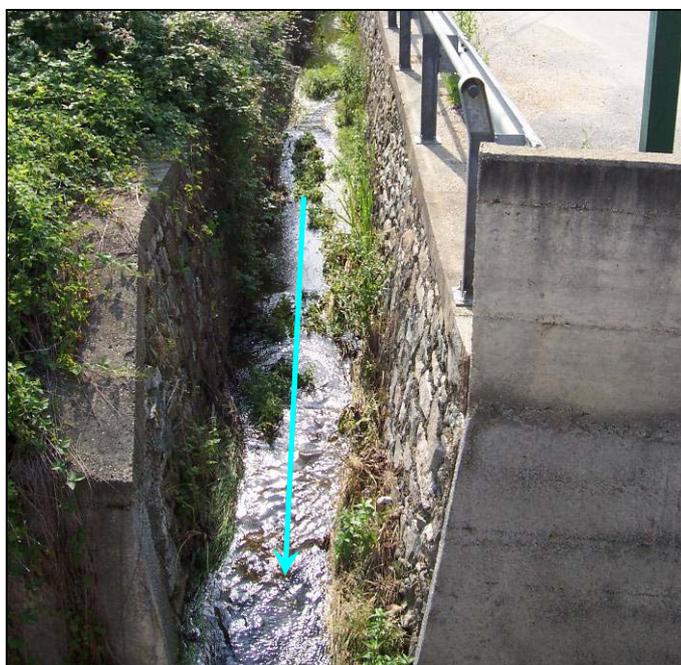
Fotografia 35 – Vasca di sedimentazione del torrente del bacino 30.



Fotografia 36 – Vista del tratto terminale del torrente del bacino 30.



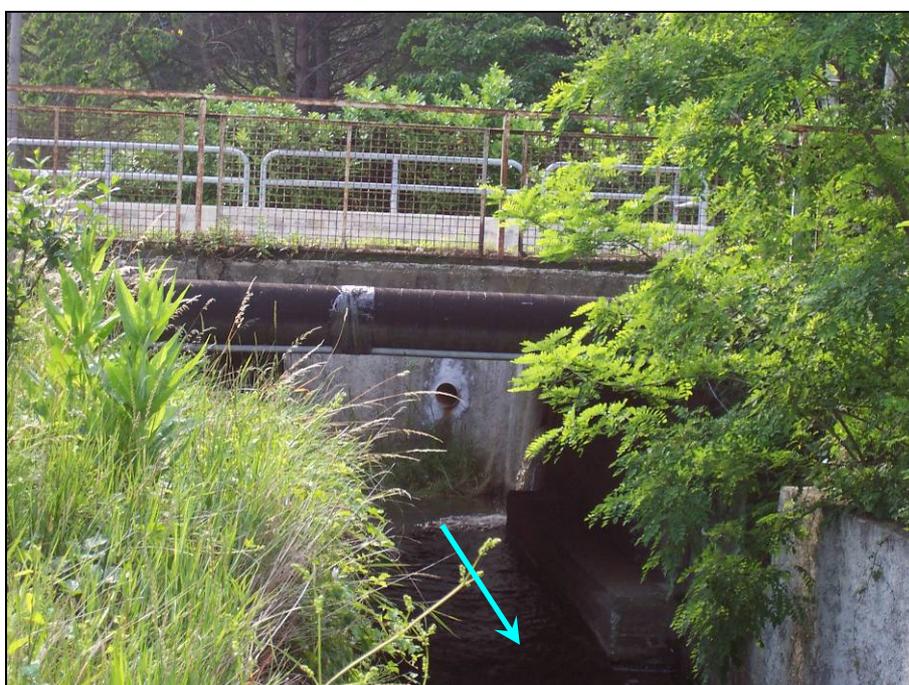
Fotografia 37 – Attraversamento sopra al fosso colatore del Pilone in prossimità dell'immissione del torrente del bacino 30.



Fotografia 38 – Immissione del torrente Piana nel Fosso Colatore del Pilone.



Fotografia 39 – Altra vista del tratto terminale del Fosso Colatore del Pilone.



Fotografia 40 – Vista dell'attraversamento del Colatore del Pilone sotto la strada comunale di Caselette.



Fotografia 41 – Accesso al Fosso colatore del Pione in Prossimità del Lago inferiore di Caselette.



Fotografia 42 – Manufatto scolmatore posto in prossimità del lago Inferiore di Caselette.