

0	Apr.2022	Prima Emissione				
Revisione	Data	Oggetto Revisione	Redatto	Controllato	Verificato	Approvato

BAGNI CASTELLUCCIO S.R.L.

Sede Legale: Via Fieschi, 3/17 – 16121 Genova
 Tel.+390106121111 - E-mail: castelluccio@fastwebnet.it
 Part.I.V.A.: 02218930101



COORDINAMENTO PROGETTAZIONE

Progetto Architettonico Dott.Arch.Marco Roggeri – mag.MA architetture Via Cardinal Meglia, 28 – 18010 – Santo Stefano al Mare - IM Tel.+393476185301 – E-mail: info@mag-ma.it Part.I.V.A.: 01211220080	Progettazione Opere Marittime Studio Ballerini Ingegneri Associati Via Caffaro, 27/10 – 16124 – GE Tel.+390102091295 – E-mail: studioballerini@gmail.com Part.I.V.A.: 02555620992
Progetto Strutturale Dott.Ing.Davide Barilli - BD INGEGNERIA STP S.r.l. Piazza R.Baldini, 4/28 – 16149 – GE Tel.+39010532074 – E-mail: studio@bdingegneria.com Part.I.V.A.: 02533670994	Progettazione Opere Fluviali Dott.Ing.Giampiero Nobile – OAC INNOVATION S.r.l. Via di Sottoripa, 1A/81 – 16124 – GE Tel.+390108698603 – E-mail: gmobile@oacingegneria.com Part.I.V.A.: 02790430991
Progetto Impianti Dott.Ing.Maurizio Cambiaso – CAMBIASO INGEGNERIA S.r.l. Piazza della Vittoria, 15/23 – 16121 – GE Tel.+390108690286 – E-mail: cambiaso.maurizio@gmail.com Part.I.V.A.: 02360420992	Progettazione Geologica Dott.Geol.Andrea Guardiani Piazza S.Benedetto, 8 - 18018 – Taggia – IM Tel.+390184475874 – E-mail: aguardiani.ag@gmail.com Part.I.V.A.: 01277730089
Progettazione Acustica Dott.Ing.Gianluca Agliata Via Montelungo, 80/2 – 16133 – GE Tel.+393356116854 – E-mail: gianluca.agliata@gmail.com Part.I.V.A.: 01438460998	Progettazione Geologica Dott.Geol.Paolo Anfossi Via Lungo Argentina, 19 - 18018 – Taggia – IM Tel.+393937684781 – E-mail: anfossipaolo@libero.it Part.I.V.A.: 01532840087
Progettazione Geologica Dott.Geol.Stefano Romanelli Piazza S.Giovanni, 9/3 – 16043 – Chiavari – GE Tel.+390185312417 – E-mail: romanelli.stefano@libero.it Part.I.V.A.: 02318810302	Rilievi Geom.Alberto Centenari – 4geo Via Colombo, 13 – 16121 – GE Tel.+390105957355 – E-mail: centenari@4geo.it Part.I.V.A.: 03787920101

Intervento/Opera	Scala	Data
Realizzazione di una struttura dedicata alla nautica da diporto a Genova Pegli – Procedimento previsto dal D.P.R.2/12/1997 n.509 PROGETTO DEFINITIVO	-	20 aprile 2022
Oggetto della Tavola	Tavola n°	
RELAZIONE IDROLOGICA, IDRAULICA E MORFODINAMICA	D-IDR-PR-D01-0	
Livello di Progettazione	DEFINITIVO	

INDICE

1.	INTRODUZIONE	3
1.1.	NORMATIVA E LINEE GUIDA.....	4
1.2.	DOCUMENTAZIONE.....	5
2.	INQUADRAMENTO NORMATIVO	6
2.1.	RETICOLO IDROGRAFICO.....	10
2.2.	GEOMORFOLOGIA.....	12
2.3.	IDROGEOLOGIA	14
2.4.	SUSCETTIVITA' AL DISSESTO	16
2.5.	FRANOSITA'	18
2.6.	RISCHIO GEOLOGICO	20
2.7.	VINCOLO IDROGEOLOGICO	22
2.8.	ATTUALI FASCE DI INONDABILITA'	24
2.9.	INTERVENTI	27
3.	STATO DI FATTO.....	29
3.1.	CARATTERISTICHE IDROLOGICHE	37
3.2.	CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE DEL BACINO.....	41
3.3.	DEFINIZIONE DELLE CLASSI DI ASSORBIMENTO	43
3.4.	TRASFORMAZIONE AFFLUSSI-DEFLUSSI	49
3.4.1.	METODO CN-SCS.....	49
3.4.2.	IDROGRAMMA UNITARIO ISTANTANEO GEOMORFOLOGICO (GIUH).....	51
3.4.3.	VALUTAZIONE DEGLI IDROGRAMMI DI PROGETTO	52
3.4.4.	DEFINIZIONE DELLA DURATA CRITICA	53
3.4.5.	DEFINIZIONE DELL'EVENTO IDROMETEOROLOGICO CRITICO	55
3.5.	VERIFICA IDRAULICA.....	58
3.6.	DEFINIZIONE DEI LIVELLI DI SICUREZZA IDRAULICA	75
3.6.1.	DEFINIZIONE DELLE SOGLIE.....	77
3.6.2.	RISULTATI	81
4.	REGOLARIZZAZIONE DELLO SBOCCO A MARE	84
4.1.	VERIFICA IDRAULICA A BREVE TERMINE	87
4.2.	COMPATIBILITA' IDRAULICA CON FUTURO IPOTETICO INTERVENTO DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO	94
4.3.	CONSIDERAZIONI RELATIVE ALL'EQUILIBRIO MORFODINAMICO	97
4.3.1.	APPROCCIO RELATIVO ALLA STIMA DEL TRSPORTO SOLIDO	98
4.3.2.	EQUAZIONE DELL'EQUILIBRIO MORFODINAMICO	104
4.4.	VERIFICA IDRAULICA A LUNGO TERMINE.....	108
4.5.	STIMA DELLA PRODUZIONE ANNUA PER L'INTERO BACINO.....	115
4.5.1.	METODO DELL'EROSIONE POTENZIALE (EPM)	116
4.5.2.	RUSLE 2015	127
4.5.3.	SINTESI DEI RISULTATI.....	131

1. INTRODUZIONE

La società BAGNI CASTELLUCCIO S.r.l. con sede in Genova (GE), via Fieschi 3/17, ha incarico il Sottoscritto, in qualità di legale rappresentante di OAC INNOVATION S.r.l., della Progettazione Definitiva relativa a tutti gli aspetti di natura idraulica fluviale per il nuovo approdo nautico in fase di Studio.

In particolare, la presente Relazione Specialistica analizza nel dettaglio tutti gli aspetti idrologici, idraulici e morfodinamici relativi allo sbocco nello specchio acqueo, adibito ad approdo nautico, del rio Grillè (o Sacchi) al fine di valutare l'influenza delle opere in progetto per lo sbocco a mare, nei confronti della pericolosità e del rischio idraulico attuale relativo allo stato di fatto.

Come verrà ben specificato nel seguito, a tutti gli effetti, le lavorazioni in progetto sulla foce del rio non costituiscono una canalizzazione e una regimazione dello stesso, bensì una mera opera protezione delle banchine laterali con contestuale realizzazione di una vasca di sbocco e sedimentazione, per facilitare ed accelerare le attività di manutenzione, onde evitare eccessivi ed incontrollati interrimenti dello specchio acqueo antistante.

Le opere in progetto, difatti, non hanno alcuna influenza sullo stato del rio Grillè a monte dello sbocco e non alterano o modificano lo stato di sicurezza idraulica del tratto fluviale, in ragione di una disconnessione idraulica realizzata a mezzo di salto di fondo.

1.1. NORMATIVA E LINEE GUIDA

Le Analisi Specialistiche sono state svolte sulla base delle seguenti Normative, Linee Guida ed Articoli.

DOCUMENTO	RIFERIMENTO
Manuale di Morfodinamica Fluviale	DICAT - Relazione n°34/2008 – REGIONE LIGURIA [1]
Ruolo della morfodinamica fluviale nei problemi di pianificazione di bacino e di progettazione idraulica	DICAT - Relazione n°15/2008 – REGIONE LIGURIA [2]
Determinazione delle scale di deflusso in corrispondenza di stazioni di misura idrometrica ed effetti della morfodinamica	DICAT - 03/2008 – REGIONE LIGURIA [3]
Manuale Tecnico-Operativo per la valutazione e il monitoraggio dello stato morfologico dei corsi d'acqua	IDRAIM - 03/2011 - ISPRA [4]
SEDIMENT TRANSPORT MORPHODYNAMICS	11/2004 – Gary Parker [5]
Criteri ed indirizzi tecnici per la verifica e valutazione delle portate e degli idrogrammi di piena attraverso studi idrologici di dettaglio nei bacini idrografici liguri	DGR357/2008 [6]
Soil Conservation Service, National Engineering Handbook, SEC.4, HYDROLOGY, Rev. Ed. U.S. Department of Agriculture, Washington D.C., U.S.A., 1986	[7]
Rodriguez-Iturbe I., The Geomorphologic Structure of Hydrologic Response, Water Resour. Res., 15(6), 1409-1420, 1979	[8]
Rodriguez-Iturbe I., A geomorphoclimatic Theory of the Instantaneous Unit Hydrograph, Water Resour. Res., 18(4), 877-886, 1982	[9]
Rosso R., Nash model relation to Horton order ratios, Water Resour. Res., 20(7), 914-920, 1984	[10]
Rosso R., Rulli M.C., Tabella di associazione uso del suolo, 2006	[11]
Milanesi, Pilotti, Clerici, Gavrilovic – Application of an improved version of the erosion potential method in alpine areas, IJEGE 2015	[12]
Dragicevic, Karleusa, Ozanic – A review of the Gavrilovic method application, JCE 2016	[13]
Longoni, Ivanonv, Brambilla, Radice, Papini – Analysis of the temporal and spatial scales of soil erosion and transportation in a mountain basin, IJEGE 2016	[14]
Gavrilovic Z. – Use of an empirical method (Erosion Potential Method) for calculating sediment production and transportation in unstudied or torrential stream, ICRR 1988	[15]
Panagos P. – The new assessment of soil loss by water erosion in Europe (2015)	[16]
Ciccacci et al. – Contributo dell'analisi geomorfica quantitative alla valutazione dell'entità dell'erosione nei bacini fluviali (1980)	[17]
DGR226/2009 – Criteri e direttive in materia di asportazione di materiali litoidi dai corsi d'acqua dei bacini idrografici regionali	[18]
Siviglia, Nobile e Colombini - Quasi Conservative Formulation of the One-Dimensional Saint-Venant-Exner Model, 10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:10(1521)	[19]
Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 DM 17/01/2018	NTC2018 [400]
Circolare Esplicativa 21/01/2019 – n°7/C.S.LL.PP	
Eurocodici	EN [401]

1.2. DOCUMENTAZIONE

La presente Relazione Specialistica è stata realizzata sulla base dei seguenti documenti di riferimento, reperibili in via digitale sul sito dell'Amministrazione Regionale, recuperati presso gli Uffici delle Amministrazioni competenti, eseguiti da Consulenti Specializzati e/o forniti dalla Committenza.

DOCUMENTO	RIFERIMENTO
Piano di Bacino Ambiti Regionali 12 e 13 Atto di Approvazione DCP 65 del 12/12/2002	<i>Ambiente in Liguria – Regione Liguria</i> [20]
Realizzazione di una struttura dedicata alla nautica da diporto a Genova Pegli. Procedimento previsto dal D.P.R.2/12/1997 n°509 – PROGETTO DEFINITIVO	<i>Bagni Castelluccio S.R.L.</i> [200]

2. INQUADRAMENTO NORMATIVO

L'area oggetto di intervento, in relazione alla realizzazione del nuovo approdo nautico, è riportata schematicamente nella seguente Figura 1, Figura 2 e Figura 3.

All'interno del bacino portuale protetto dalla diga foranea, o poco ad est di esso, sfociano alcuni corsi d'acqua. In particolare, procedendo da ponente a levante, è possibile elencare i seguenti torrenti:

- Torrente Branega
- Torrente San Pietro (o Foce)
- Rio San Michele;
- Rio Grillè;
- Rio Rexello
- Rio Archetti
- Torrente Varenna
- Rio Rostan

Tra questi, in particolare, il rio Grillè interferisce direttamente con l'area di intervento, in quanto la sua parte terminale sfocia nella zona oggetto di progettazione. Pertanto, esso sarà oggetto di attenta analisi nella presente Relazione Specialistica al fine di individuare eventuali criticità o interferenze con le opere, nonché garantire l'assenza di influenze nei confronti della pericolosità o del rischio idraulico inerenti il tratto fluviale a monte dello sbocco.

Il rio è inquadrato normativamente dal vigente Piano di Bacino degli Ambiti Regionali 12 e 13[20], approvato con DCP n°65 del 12/12/2002, ultima variante approvata con DSG n°115 del 06/12/2021 e variante in corso con DSG n°102 del 19/11/2021.

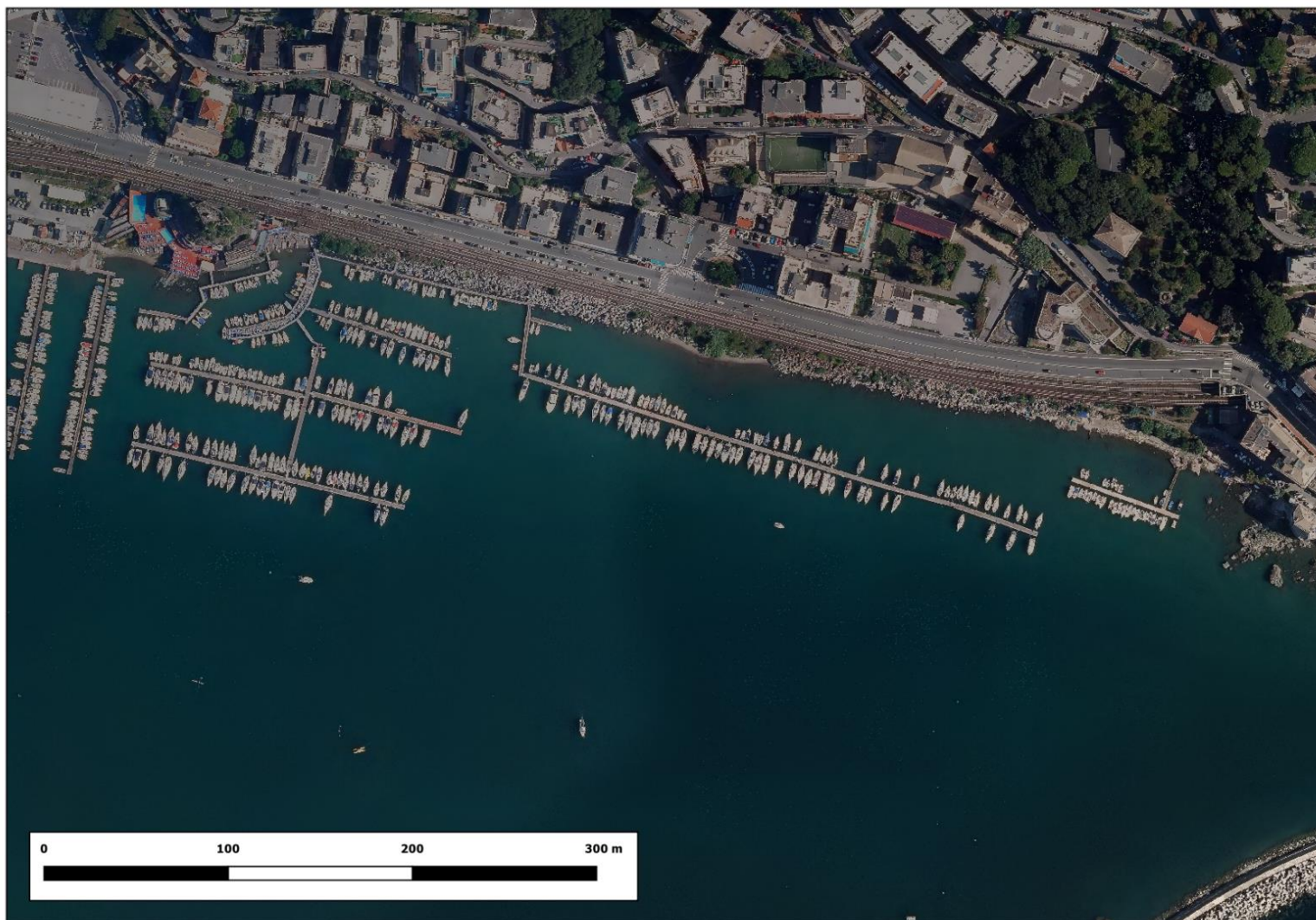


Figura 1 – Area di intervento – Stato di fatto

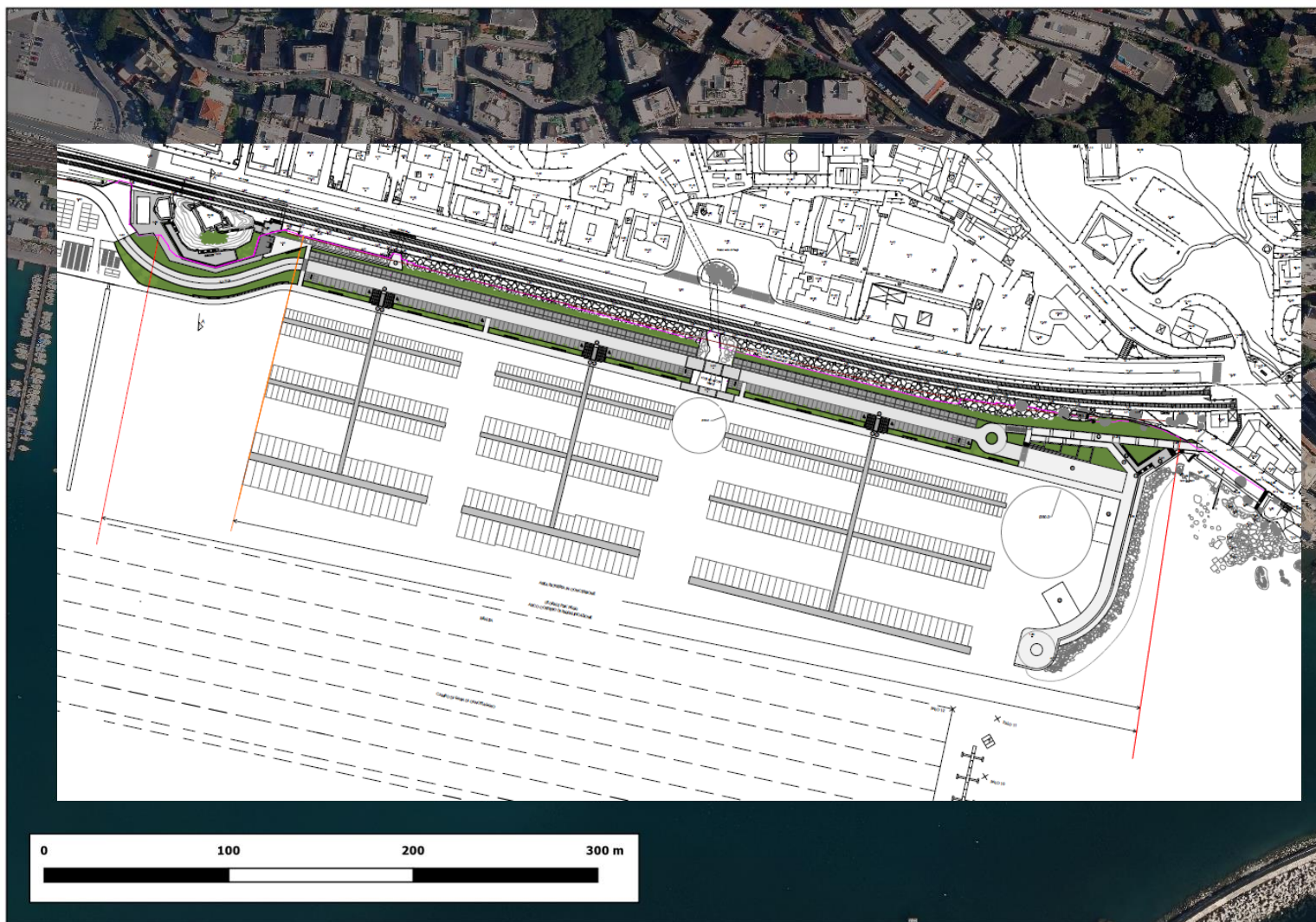


Figura 2 – Area di intervento – Sovrapposizione schema progettuale



Figura 3 – Visione d'insieme del bacino portuale

2.1. RETICOLO IDROGRAFICO

Il rio Grillè (o Sacchi) è inserito nel 5° elenco delle acque pubbliche pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale No. 199 del 21 Luglio 1979.

È riportato nel reticolo idrografico ufficiale della Regione Liguria, ante e post DGR 507/2019, come indicato nella successiva Figura 4

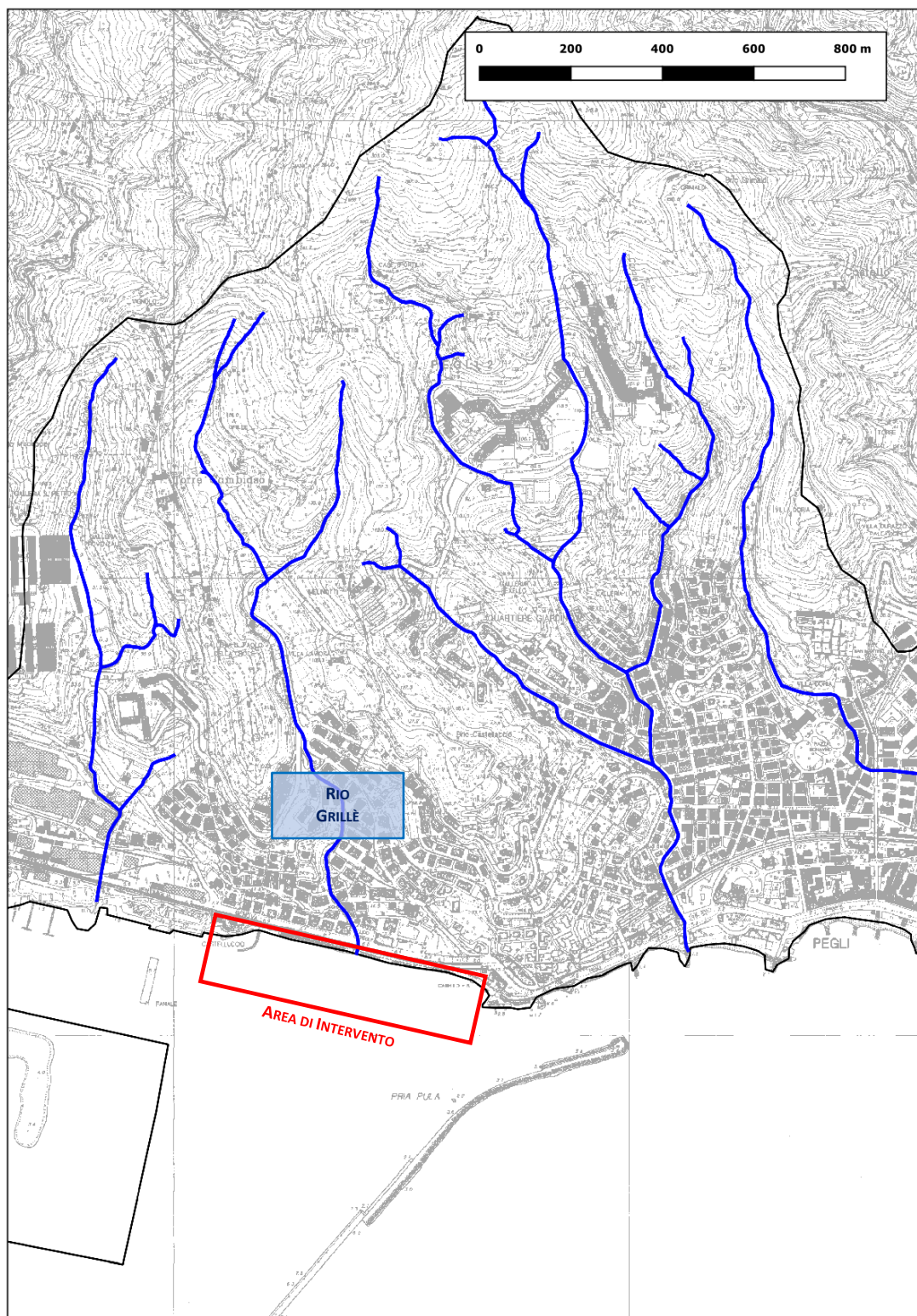


Figura 4 – Carta del reticolo idrografico

2.2. GEOMORFOLOGIA

L'area oggetto di intervento, posizionata alla foce del bacino, è inserita in un contesto geomorfologicamente piuttosto stabile. Come indicato nella successiva Figura 5, la zona è caratterizzata da depositi alluvionali (Am) e rocce subaffioranti (R0).

Per quanto concerne la parte alta del bacino, che contribuisce maggiormente alla formazione del trasporto solido, le coperture detritiche hanno generalmente spessori inferiori a 3.0[m] a tessitura grossolana (cg).

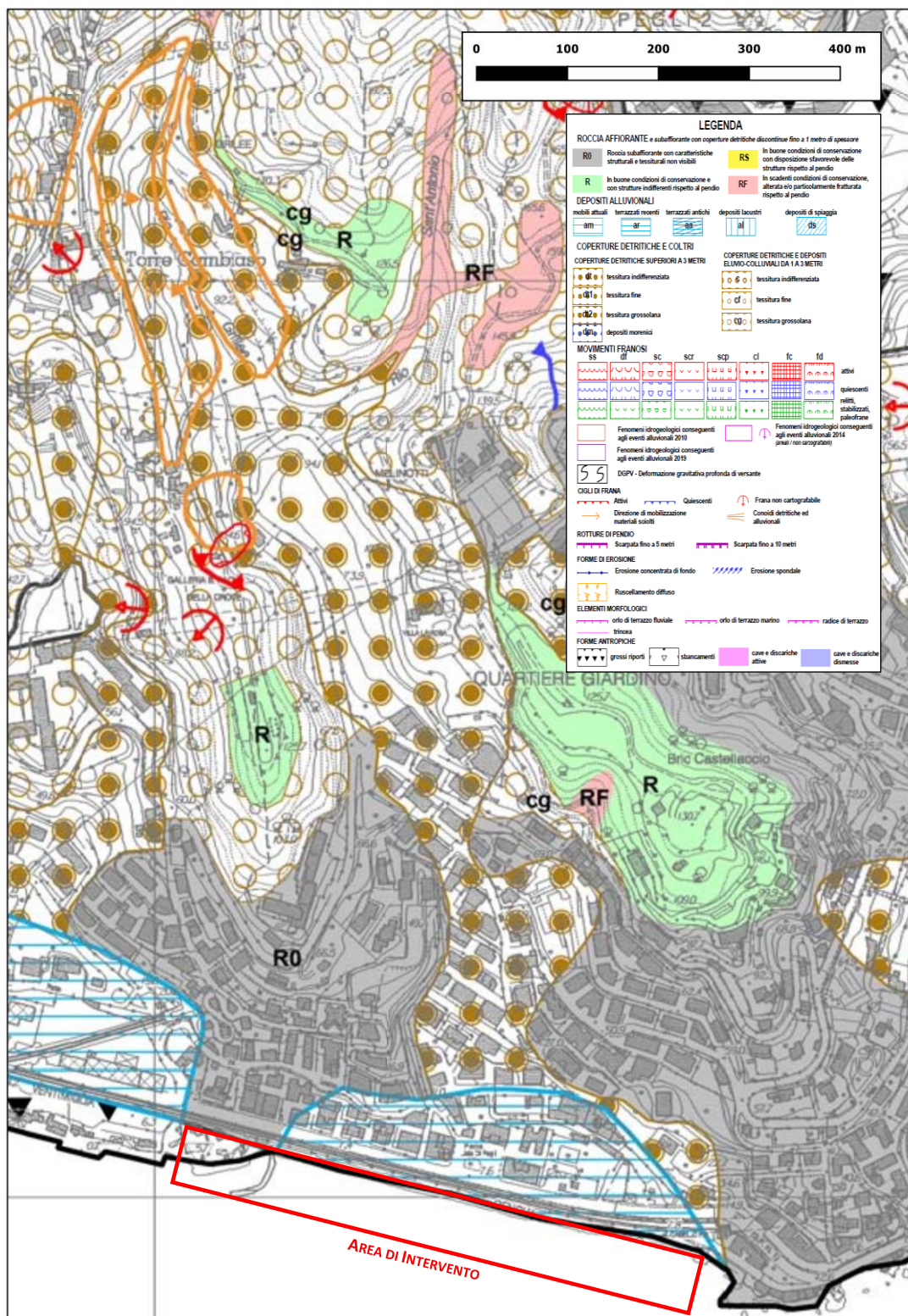


Figura 5 – Carta geomorfologica

2.3. IDROGEOLOGIA

L'area oggetto di intervento, posizionata alla foce del bacino, come indicato nella successiva Figura 6, è inserita dal punto di vista idrogeologico in un contesto fortemente urbanizzato continuo impermeabile, con substrati permeabili per porosità o per fessurazione e/o frattura nel caso di manto roccioso affiorante.

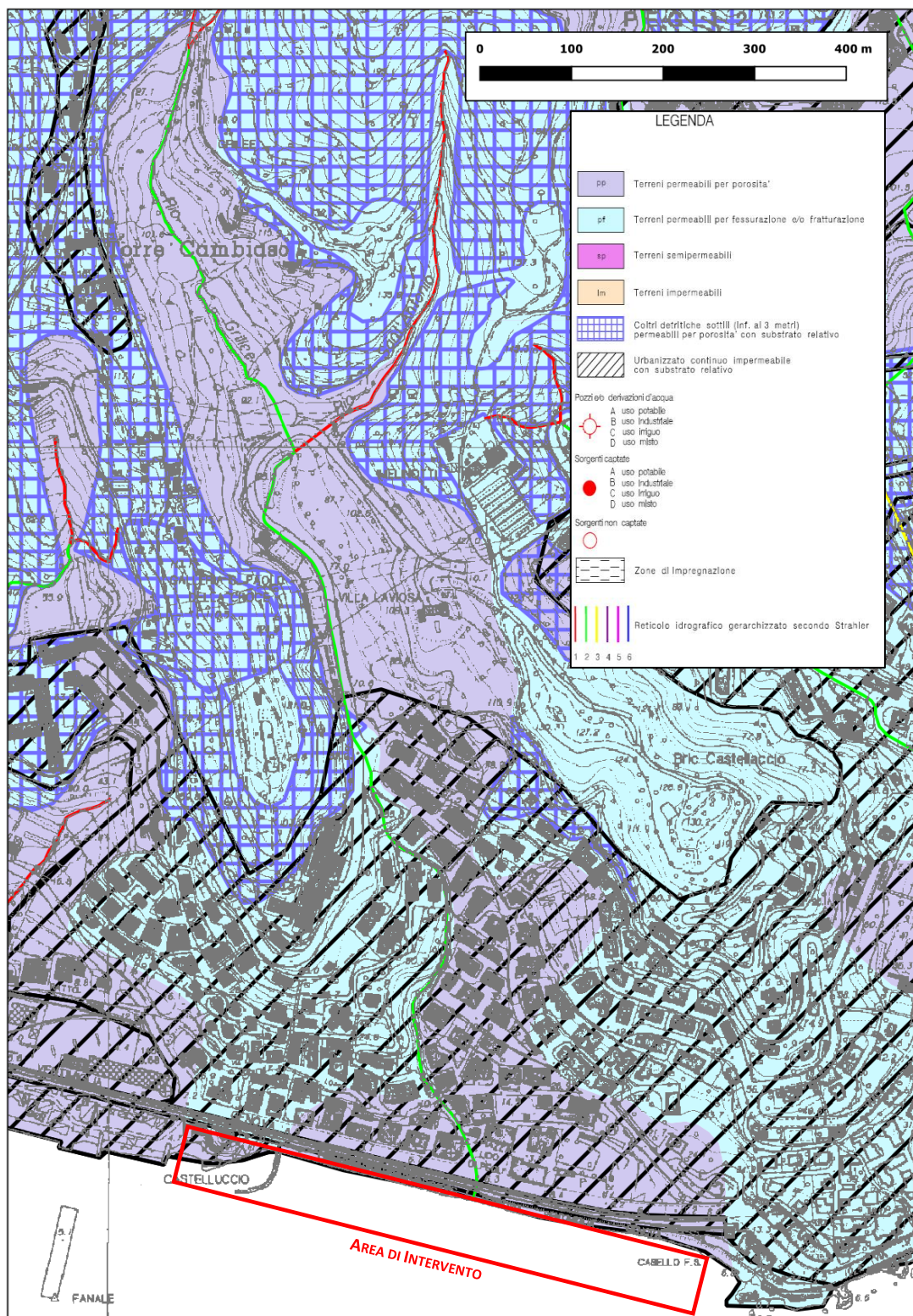


Figura 6 – Carta idrogeologica

2.4. SUSCETTIVITA' AL DISSESTO

L'area oggetto di intervento, posizionata alla foce del bacino, è inserita in un contesto morfologicamente piuttosto stabile. Come indicato nella successiva Figura 7, la zona è caratterizzata da una suscettività al dissesto variabile da molto bassa (Pg0) a bassa (Pg1), per quanto concerne la parte inferiore del bacino, e generalmente media (Pg2) per quanto riguarda le aree più montane.

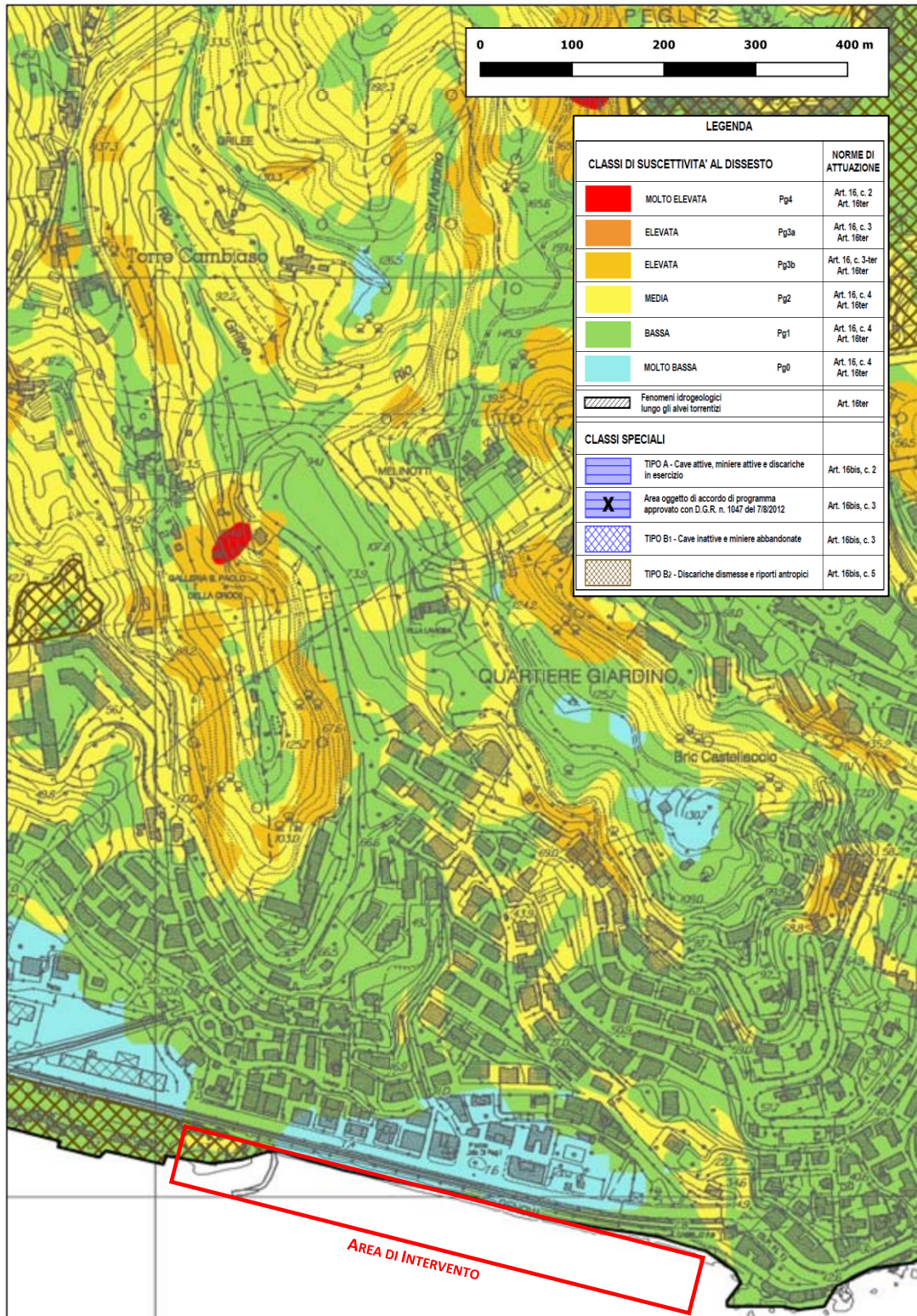


Figura 7 – Carta della suscettività al dissesto

2.5. FRANOSITA'

L'area oggetto di intervento, posizionata alla foce del bacino, è inserita in un contesto piuttosto stabile anche dal punto di vista della franosità reale. Non sono presenti significativi movimenti in atto. Come indicato nella successiva Figura 8, l'unica accezione degna di nota è la presenza di un ruscellamento diffuso evidenziato sul versante destro in corrispondenza della località Torre Cambiaso, nonché una frana attiva sul lato monte della strada comunale per villa Laviosa (GEN004).

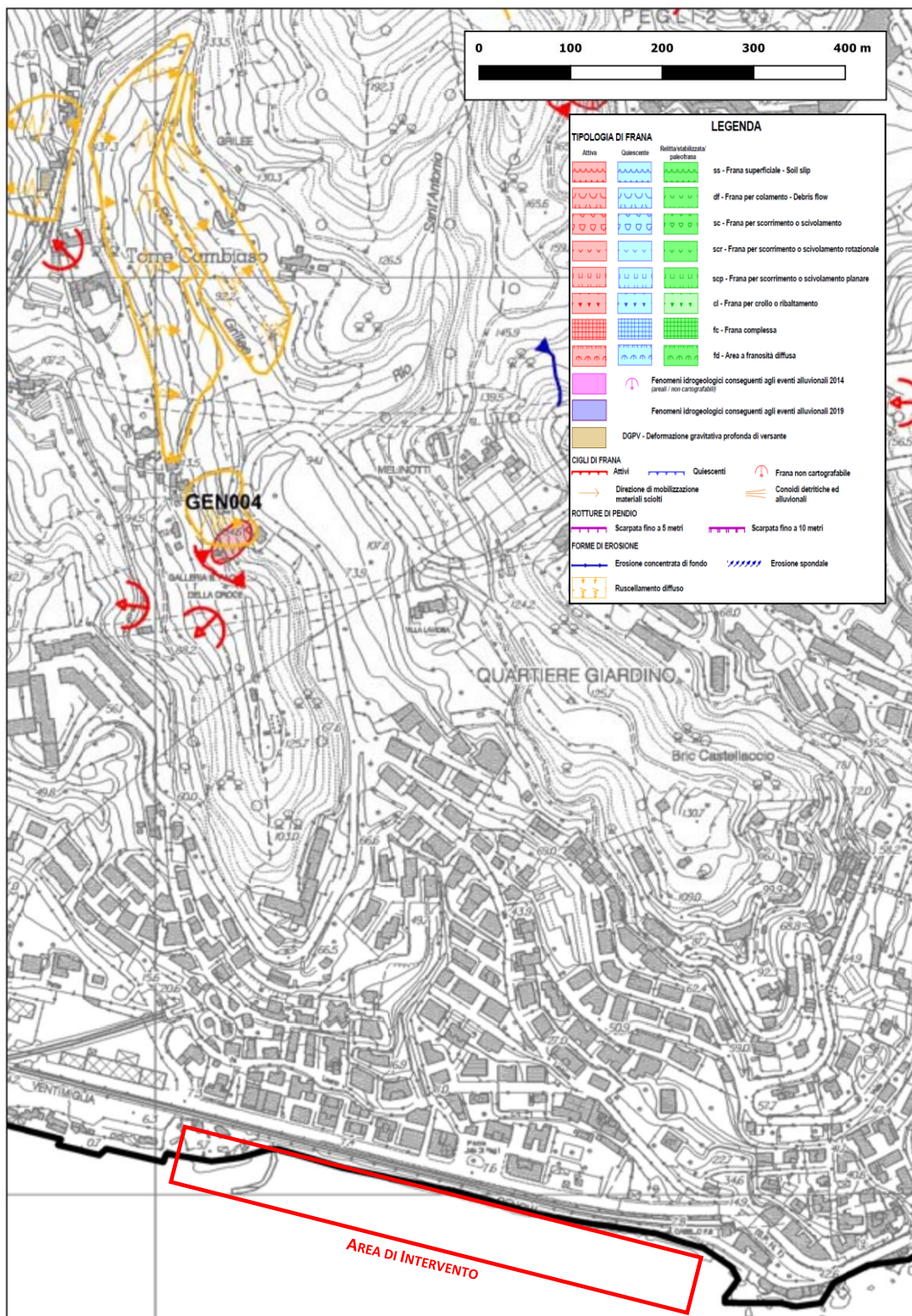


Figura 8 – Carta della franosità reale

2.6. RISCHIO GEOLOGICO

In analogia a quanto descritto in precedenza, come indicato nella successiva Figura 9, il rischio geologico dell'intero bacino è complessivamente variabile da un livello lieve (R0) ad un livello moderato (R1).

Sono altresì presenti alcune situazioni limitate di ridotta estensione che presentano criticità più significative in ragione dell'elevata pendenza localizzata del versante.

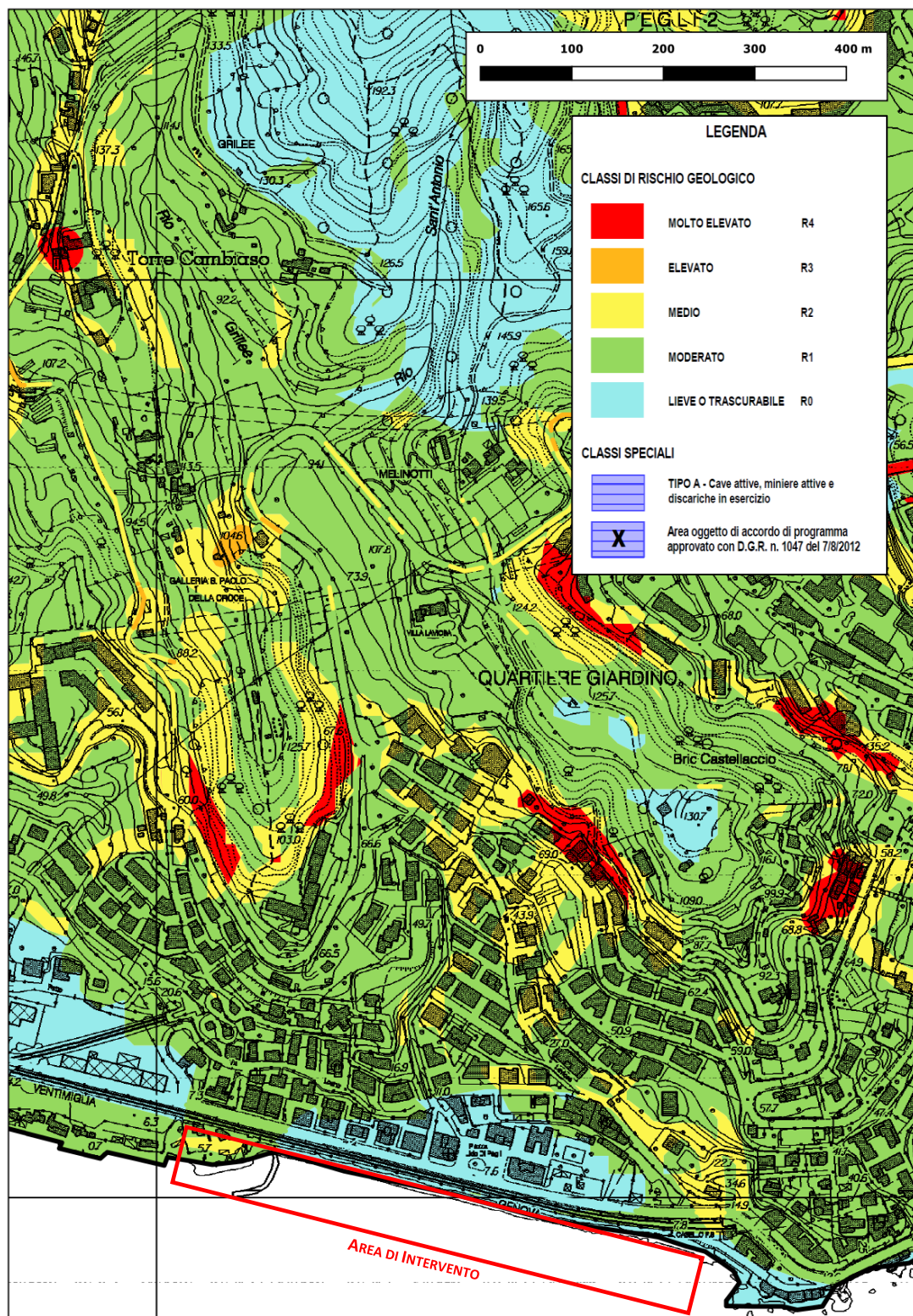


Figura 9 – Carta del rischio geologico

2.7. VINCOLO IDROGEOLOGICO

In coerenza con quanto descritto in precedenza, come indicato nella successiva Figura 10, l'area oggetto di intervento, posizionata alla foce del bacino, non è sottoposta a vincolo idrogeologico.

Unicamente le aree montane del bacino del rio Grillè presentano l'assoggettamento al predetto vincolo.

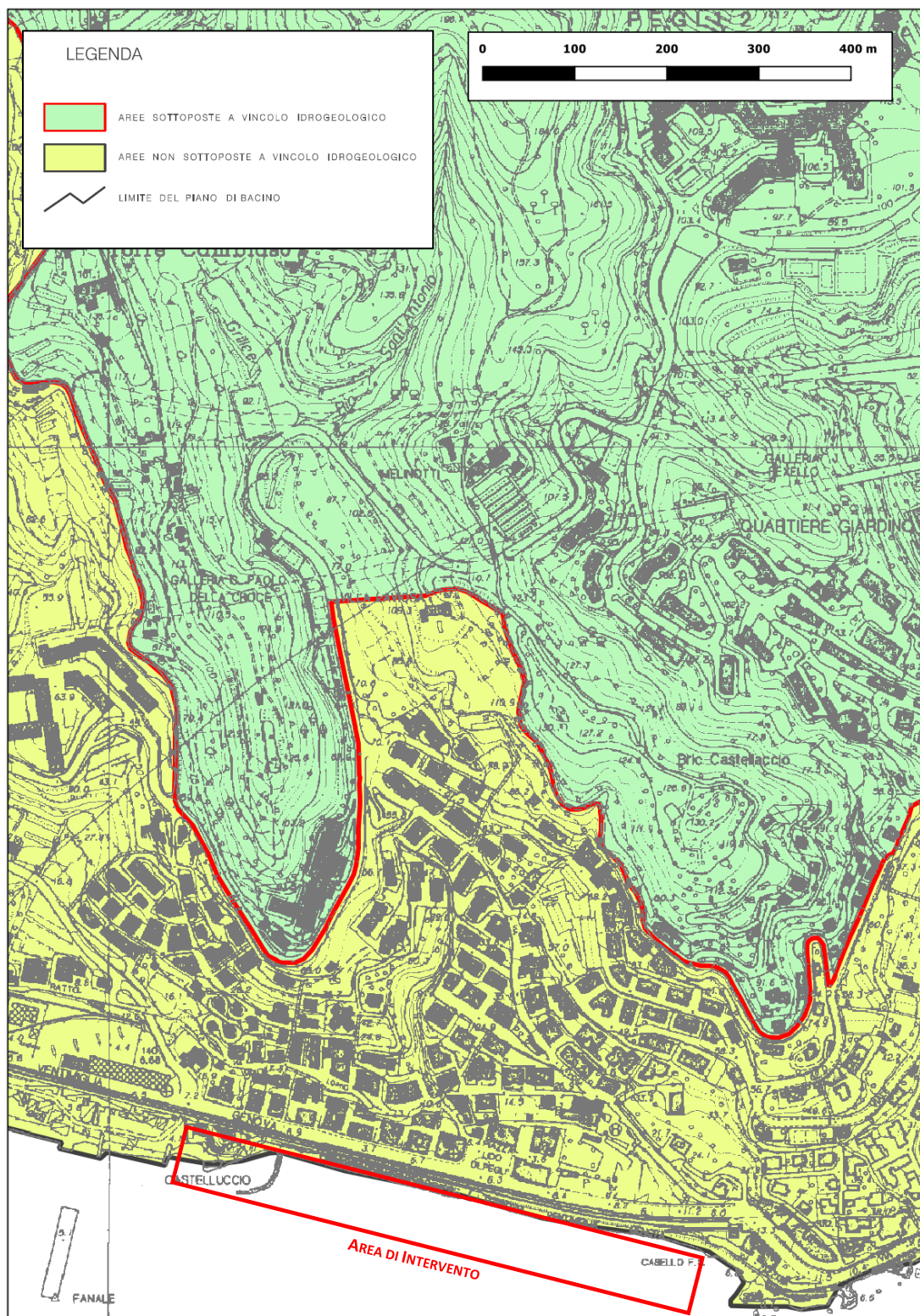


Figura 10 – Carta delle aree sottoposte a vincolo idrogeologico

2.8. ATTUALI FASCE DI INONDABILITA'

L'area oggetto di intervento, posizionata alla foce del bacino, risulta essere posta al di fuori delle attuali fasce di inondabilità del rio Grillè, come indicato nella successiva Figura 11.

Il corso d'acqua, come riportato in Figura 12, è stato studiato dal vigente Piano di Bacino ([20]-§3.4.2.3) e risulta insufficiente per via di un significativo restringimento di sezione posizionato al di sotto del tratto coperto, nei pressi dell'Aurelia. Di seguito si riporta l'estratto delle analisi indicate in Normativa ([20]-§3.5.2).

RIO GRILLÈ

Il Rio Grillè è stato indagato tramite una verifica in moto permanente nel suo tratto finale per una estensione di circa 140 m.

Per il calcolo dei profili di rigurgito, sono stati adottati come parametri di scabrezza di Manning, i valori di $n=0.026 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ per il tratto plateato che si estende dallo sbocco della tombinatura fino alla sezione GRI_5 e $n=0.028 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ per il restante tratto.

Come condizioni al contorno alle sezioni di estremità sono state utilizzate le profondità critiche

Il deflusso delle tre portate avviene in corrente veloce tra la sezione GRI-4.1 e lo sbocco a mare e in corrente lenta nel rimanente tratto.

La tombinatura risulta insufficiente al deflusso della portata 500-ennale. Il transito della portata 50-ennale avviene parzialmente in pressione con franchi sufficienti al deflusso della portata di piena nella sua parte terminale e nel tratto ubicato al di sotto di p.zza Lido. La portata 200-ennale transita in pressione fatta eccezione per il tratto di tombinatura posto al di sotto del tracciato ferroviario.

Al di sotto del ponte GRI-7 la portata 200-ennale transita con un franco di 70 cm, il ponte GR-9 è adeguato al transito della sola portata 50-ennale.

Come confermato anche dalle nuove verifiche riportate nella presente relazione al paragrafo §3.5, la corrente, per effetto del predetto restringimento, transita in pressione al di sotto della copertura innalzando i livelli a monte di essa e generando l'esondazione.

Gli interventi proposti per il miglioramento dello sbocco di foce del rio Grillè, come dettagliatamente illustrato al paragrafo §4, non influenzano in alcun modo la dinamica della corrente nel tratto, in virtù di una disconnessione idraulica realizzata a mezzo di un salto di fondo per lo scarico in mare.

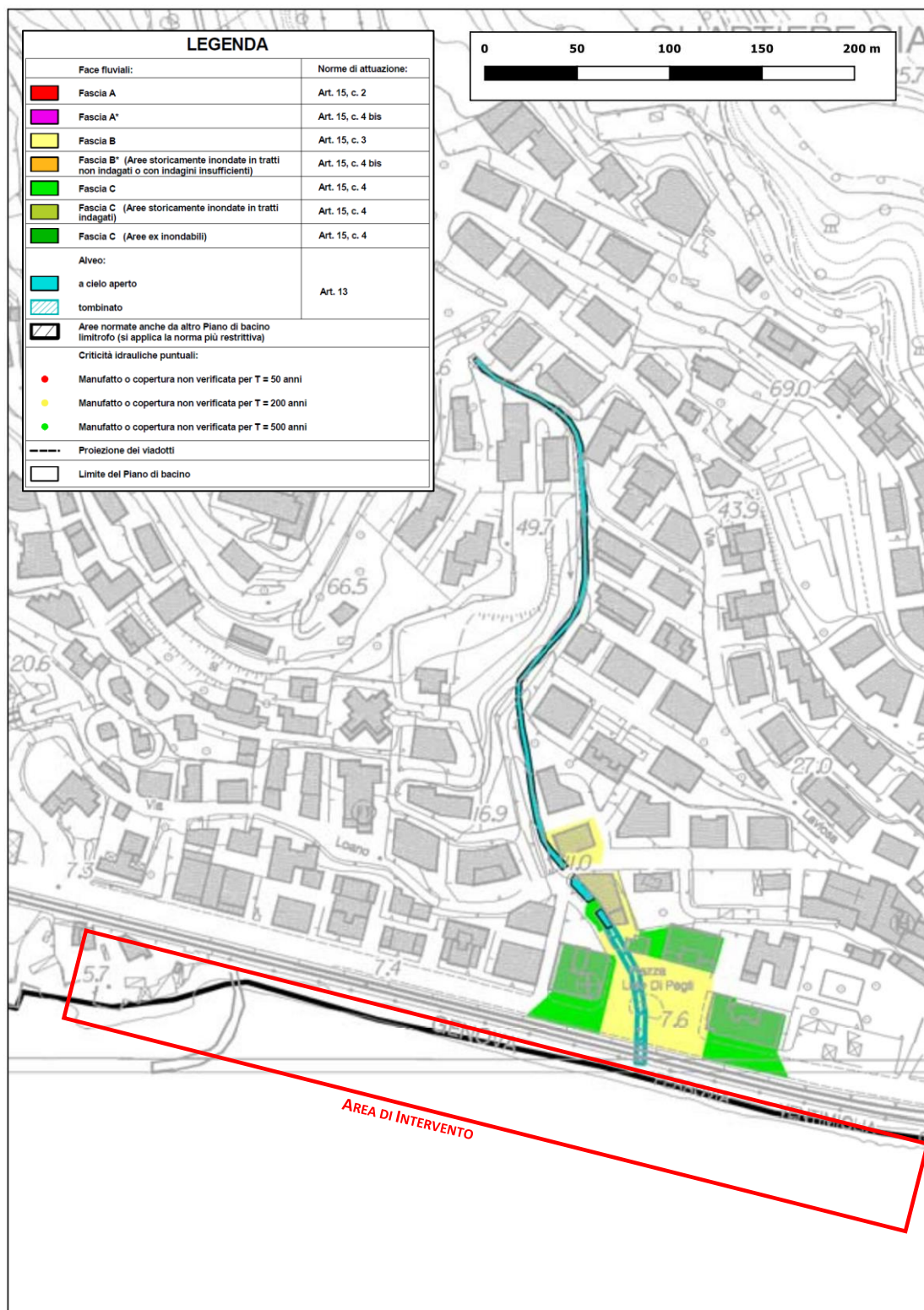


Figura 11 – Carta delle fasce di inondabilità

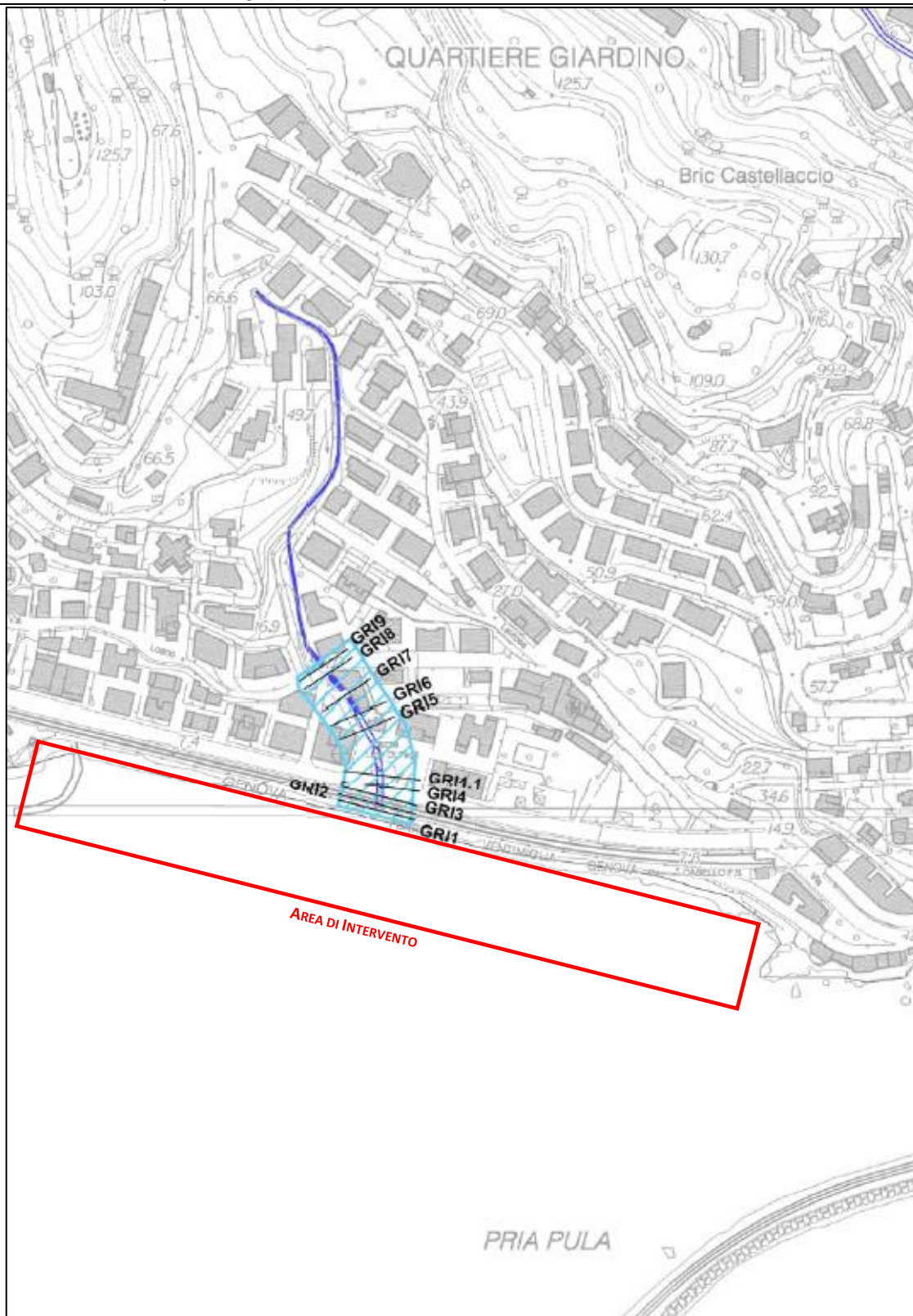


Figura 12 – Carta delle tracce delle sezioni idrauliche e dei tratti indagati

2.9. INTERVENTI

Come anticipato nei paragrafi precedenti, il bacino del rio Grillè non presenta significative criticità rilevate.

Coerentemente con le carte precedentemente analizzate, la vigente Normativa, come riportato nella successiva Figura 13, nel Piano degli Interventi di Mitigazione del Rischio [20] descrive due tipologie d'azione necessaria, mirate rispettivamente alla riduzione del ruscellamento diffuso in prossimità di Torre Cambiaso (A6-GM2) e alla regimazione delle acque sulla frana rilevata (GEN004) nella strada comunale per Villa Laviosa (A6-GM1). Di seguito si riporta l'estratto delle analisi indicate in Normativa ([20]-§2.3.6).

1) **Frana su strada per Villa Laviosa**

Sul lato monte della strada comunale per Villa Laviosa (Pegli) è presente una zona di instabilità del versante (scheda frana GEN_04) dovuta a fenomeni di scivolamento superficiale all'interno della coltre detritica accompagnati a più diffusi fenomeni di ruscellamento superficiale.

Interventi: In prossimità del piede del versante sono stati posizionati gabbioni di sostegno a protezione di un impianto sportivo, mentre lungo il pendio occorre effettuare una regimazione delle acque di ruscellamento attraverso opere di ingegneria naturalistica (A6-GM1).

2) **Versanti in erosione rio Grillè**

Entrambi i versanti del rio Grillè appaiono interessati da fenomeni di erosione e ruscellamento diffuso. Tale situazione, asportando la coltre di suolo, porta ad un aumento del materiale solido indirizzato verso il rio che viene tombinato a valle in prossimità dell'area urbana. Un aumento del materiale solido trasportato potrebbe col tempo costituire un impedimento al deflusso del tratto coperto.

Interventi: si raccomandano interventi agroforestali e di ingegneria naturalistica atti alla riduzione dell'erosione ed al ripristino della copertura vegetale dei versanti (vimate e opere di rivegetazione) ed un controllo periodico all'imbocco della tombinatura e una manutenzione della stessa (A6-GM2).

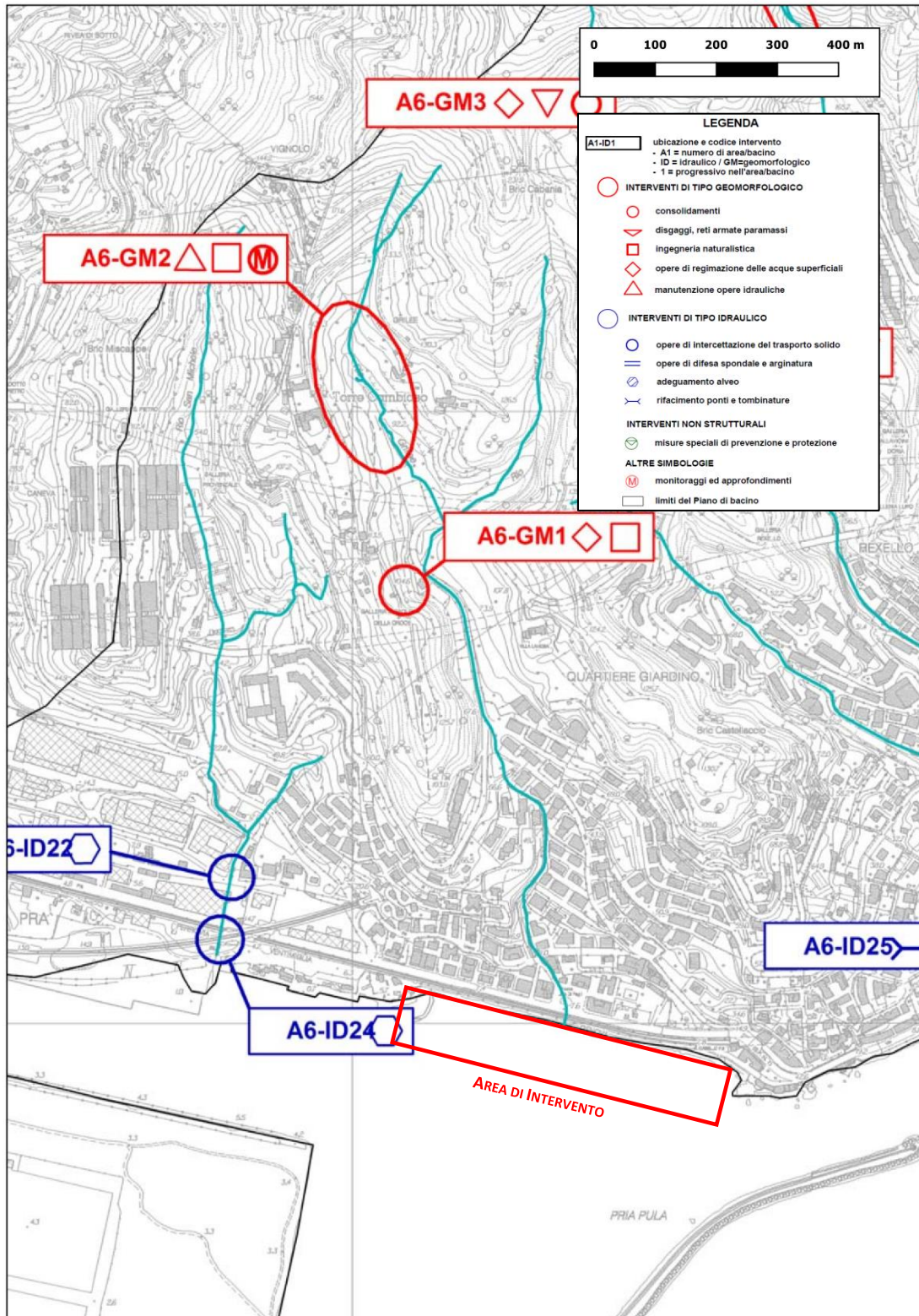


Figura 13 – Carta degli interventi

3. STATO DI FATTO

Prima di procedere con le valutazioni progettuali relative al miglioramento della configurazione di sbocco focivo nello specchio acqueo, il rio Grillè è stato dettagliatamente analizzato per quanto concerne l'assetto dell'attuale stato di fatto, al fine corroborare le verifiche relative al vigente Piano di Bacino[20], nonché evidenziarne le dinamiche e le criticità.

Attraverso un nuovo rilievo plano-altimetrico[200], sono state ribattute le attuali sezioni del vigente Piano di Bacino[20] estendendo ulteriormente la survey poco a monte del pontino relativo all'attraversamento di via Caldesi, come indicato nella seguente Figura 14.

Il rio Grillè si presenta completamente inserito nel tessuto urbanizzato di Pegli.

Il tratto indagato costeggia via G.Antonio a partire da un salto di fondo in cemento armato, rilevato nella SEZ.1, proseguendo a pelo libero al di sotto dell'attraversamento di via Caldesi (SEZ.8/9), in aderenza a via Loano. Superato un attraversamento pedonale d'accesso ad un caseggiato (SEZ.12) e un salto di fondo (SEZ.12BIS), il corso d'acqua si restringe e prosegue tombinato (SEZ.17) sino allo sbocco nello specchio acqueo adibito ad approdo nautico (SEZ.26).

Al di sotto del tratto coperto, all'incirca in prossimità del marciapiede della S.S.1, l'intradosso della tombinatura subisce un significativo abbassamento. Come indicato in Figura 22, la sezione utile presenta un'altezza di appena 90[cm] per una larghezza di circa 3.94[m], costituendo un rilevante restringimento per la corrente (SEZ.24) nonché causa delle criticità evidenziate nei paragrafi successivi.

Il fondo, nel tratto tombinato, come anche evidenziato dalle foto, presenta una granulometria grossolana, frutto del probabile deposito in condizioni di morbida a causa della ridotta pendenza longitudinale del tratto.

Nei successivi paragrafi §3.1, §3.2, §3.3 §3.4 sono state valutate le caratteristiche idrologiche e morfologiche del bacino del rio Grillè, al fine di calcolare gli scenari di progetto, in termini di portata al colmo e forma dell'idrogramma, necessari per l'esecuzione delle verifiche idrauliche e morfodinamiche descritte in dettaglio nei capitoli seguenti.



Figura 14 – Posizione planimetrica delle sezioni idrauliche rilevate



Figura 15 – Posizione planimetrica delle sezioni idrauliche rilevate – Dettaglio (parte 1 di 2)

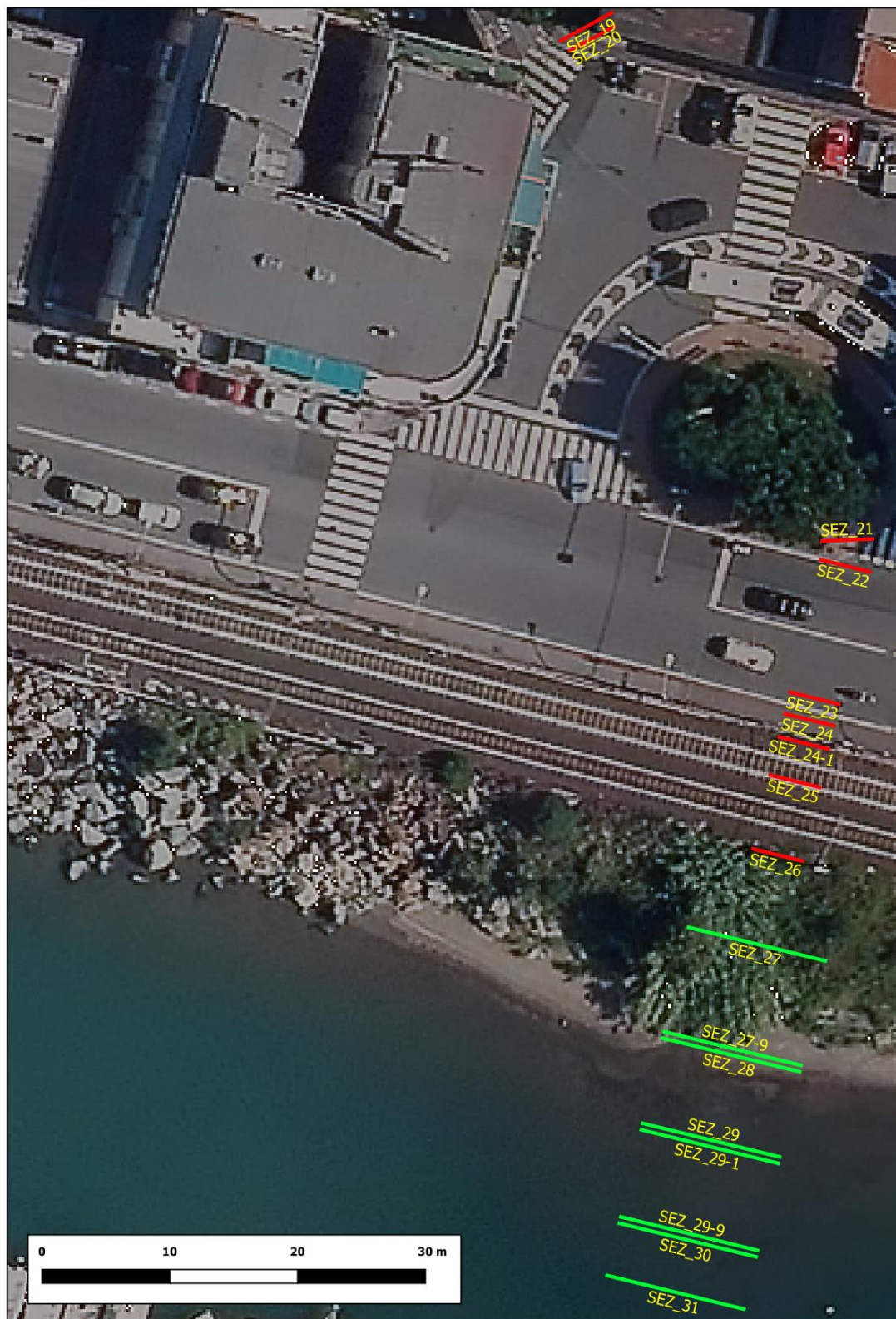


Figura 16 – Posizione planimetrica delle sezioni idrauliche rilevate – Dettaglio (parte 2 di 2)

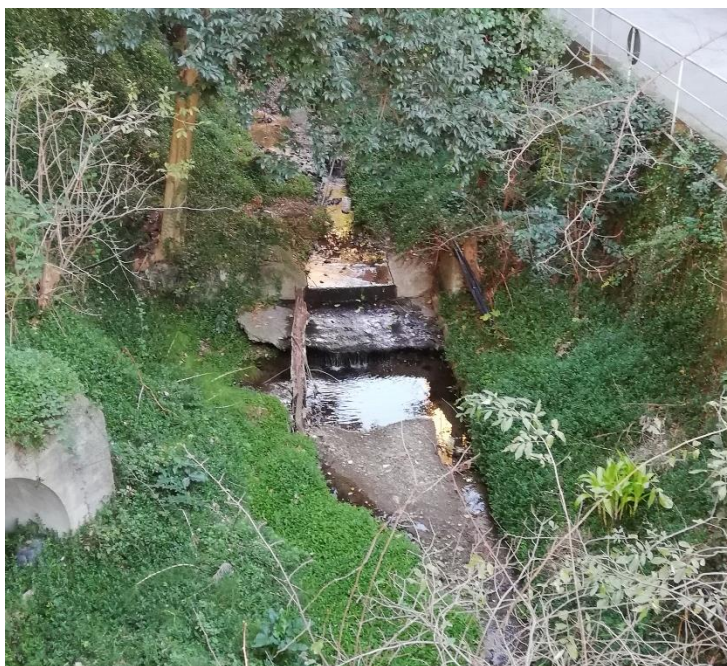


Figura 17 – Salto di fondo – SEZ. 1



Figura 18 – Attraversamento di via Caldesi – Pontino ad arco con doppio abbassamento dell'intradosso - SEZ.8/9



Figura 19 – Attraversamento pedonale e salto di fondo – SEZ. 12/12BIS



Figura 20 – Attraversamento pedonale – SEZ.12



Figura 21 – Restringimento ed ingresso nel tratto tombinato – SEZ.17



Figura 22 – Significativo ribassamento dell'intradosso della copertura – SEZ.22 ÷ SEZ.24



Figura 23 – Sbocco a mare – SEZ.26

3.1. CARATTERISTICHE IDROLOGICHE

Il bacino del rio Grillè è stato ricavato dal modello digitale 3D del terreno (DEM) a maglia 5.0[m]x5.0[m] reperibile sul sito della Regione Liguria e di definizione ampiamente sufficiente a delineare con correttezza e precisione il perimetro del colatore. In Figura 24 è riportato un estratto del modello approntato.



Figura 24 – Modello digitale3D del terreno (DTM) a maglia 5.0[m]x5.0[m] approntato per le analisi a scala di bacino

Attraverso le analisi eseguite sul modello digitale 3D è stato possibile ricavare il bacino del rio Grillè, nonché ricostruire completamente il reticolo idrografico. Entrambi sono risultati pressoché coincidenti con i modelli indicati nelle carte fornite dal Piano di Bacino[20].

Un estratto delle elaborazioni è fornito in Figura 25.



Figura 25 – Bacino di captazione e reticolo relativo al rio Grillè

L'area totale del bacino è pari all'incirca ad $A=0.64[\text{km}^2]$ e pertanto, seguendo le indicazioni del PdB[20], il rio Grillè può essere classificato come corso d'acqua di secondo livello. I valori della portata di piena Q (riferiti alla sezione di chiusura alla foce) e i corrispondenti valori del periodo di ritorno T assunti ai fini delle verifiche idrauliche, dedotti dai contenuti del PdB[20], sono riassunti nella tabella seguente, facendo riferimento alla Carta dei Sottobacini[20].

T [anni]	50	200	500
Q [m ³ /s]	21	31	37

Al fine di associare un tempo di ritorno T differente da quello duecentennale, si è provveduto all'utilizzo della normativa regionale ligure DGR357/2008[6] che fornisce i criteri e gli indirizzi tecnici per tutte le valutazioni idrologiche.

Nella formulazione delle predette Linee Guida, il bacino del rio Grillè appartiene alla cosiddetta REGIONE C, definita "*Appennino Nord-Occidentale e Bacini Tirrenici*", in quanto completamente contenuto nel territorio ligure prospiciente al mare.

Determinate la portata duecentennale, risulta agevole, pertanto, attraverso un procedimento di *back-analysis*, ricavare il relativo valore della portata indice q_i associata e, successivamente, valutare la corrispondente curva Q-T. Il medesimo procedimento può essere applicato anche agli eventi con tempo di ritorno cinquantennale e cinquecentennale.

Poiché i valori di portata di normativa del Piano di Bacino non provengono dall'applicazione del DGR357/2008[6], si otterranno tre distinte curve per le regressioni applicate alle differenti portate T50, T200 e T500. Al fine di ottenere una curva Q-T coerente, pertanto, è necessario utilizzare un criterio interpolante. La curva risultante è riportata anch'essa in Figura 26.

In Tabella 1, inoltre, si riporta un sunto delle precedenti calcolazioni, con particolare attenzione alle portate con tempo di ritorno inferiore ai dieci anni.

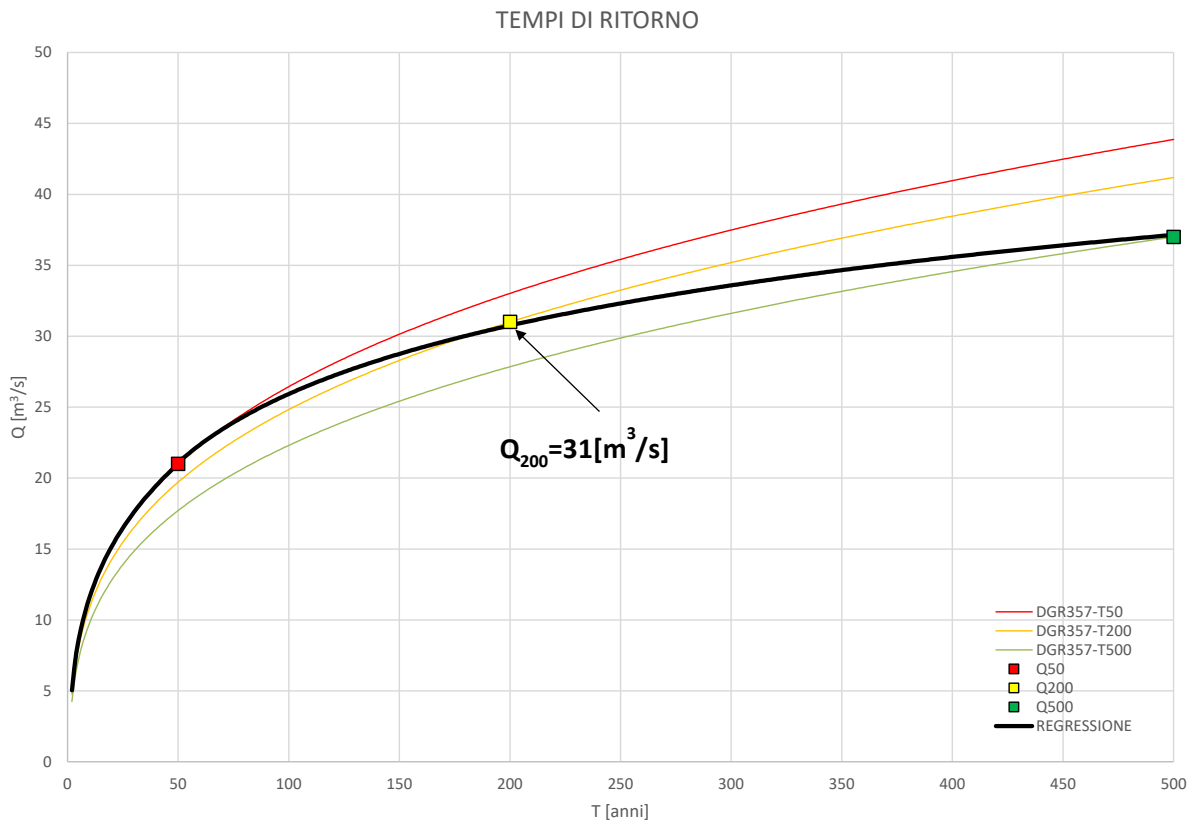


Figura 26 – Bacino del rio Grillè – Curva Q-T (Linea NERA)

Si ricorda come queste ultime siano state estrapolate utilizzando la procedura regionale della DGR357/2008[6] e, poiché sono il risultato di un'estensione concettuale di un metodo concepito per elevati tempi di ritorno, possono rappresentare solo una ragionevole stima delle portate attese per eventi frequenti.

	T [anni]								
	2	3	4	5	10	30	50	200	500
RIO GRILLÈ GENOVA PEGLI (GE)	5.0	6.6	7.7	8.6	11.6	17.6	21.0	31.0	37.0
PORTATA [M ³ /S]									

Tabella 1 – Portate attese in funzione del tempo di ritorno

Dopo aver stimato il valore di portata al colmo per gli eventi con differente tempo di ritorno è utile, per le finalità delle calcolazioni successive, cercare di ricavare anche la forma degli idrogrammi coinvolti nei differenti scenari idrologici, utilizzando le linee guida regionali della DGR357/2008[6], così come ampiamente descritto nei successivi paragrafi.

3.2. CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE DEL BACINO

Il bacino idrografico del rio Grillè, chiuso alla foce, è interamente contenuto nel Comune di Genova (GE).

Esso ha origine alle spalle dell'abitato di Prà, alle pendici del Bric Cabania, a quota 235 [m s.l.m.] e dopo un percorso di circa 1,63 [km], in direzione Nord-Sud, defluisce in mare, perpendicolarmente alla linea di costa, nell'area oggetto di intervento.

Il bacino è delimitato a levante dallo spartiacque con il rio Rexello, a settentrione dallo spartiacque con il torrente San Pietro e a ponente dallo spartiacque con il rio San Michele.

La pendenza media dell'asta è pari all'incirca il 12[%].

Le pendenze dei versanti nella testata valliva del bacino possono raggiungere localmente valori pari al 50[%]. Il tratto centrale dell'asta è invece caratterizzato da declività dei versanti inferiori, all'incirca 10[%] ÷ 20[%].

Il suo affluente principale è il rio S. Antonio in sponda sinistra, che sottende un bacino di circa 0.10[km²], con una lunghezza complessiva dell'asta di circa 0.5[km].

Ad esclusione dei primi 400[m] dove il rio scorre in un'incisione naturale, il corso d'acqua si presenta generalmente tobinato. In corrispondenza dell'inizio di via Laviosa il rio torna a scorrere a cielo aperto fino a Piazza Lido di Pegli, dove rientra in tombinatura fino a mare.

Come già anticipato, la superficie totale è stimata in circa 0.64[km²], la lunghezza totale dell'asta principale del rio è di circa 1628[m], con una quota parte d'ordine massimo di circa 810[m]. La pendenza media dei versanti per l'intero bacino si attesta intorno al 19[%].

In Figura 27 è riportata una rappresentazione schematica dell'intera area e il corrispondente modello GIS relativo al *Digital Terrain Model* (DTM) a maglia 5[m]x5[m] utilizzato nelle successive elaborazioni a scala di bacino. Al fine di implementare un modello idrologico che potesse essere il più possibile aderente alle condizioni reali, si è provveduto alla definizione della topografia del bacino facendo riferimento al modello digitale del terreno (DEM) fornito dall'Amministrazione Regionale ligure.



Figura 27 – Modello digitale dell'intero bacino imbrifero del rio Grillè e corrispondente reticolo idrografico

Processando i dati appena introdotti e calcolando i percorsi preferenziali di ruscellamento, è stato ricavato un coerente reticolo idrografico e sono stati valutati i parametri morfologici standard, riportati in Tabella 2.

RIO GRILLÈ			
SEZIONE DI CHIUSURA: FOCE (GE)			
AREA	A	[km ²]	0.64
PERIMETRO	O	[km]	5.14
QUOTA MEDIA BACINO	Z _{MEAN}	[m]	94
QUOTA MASSIMA BACINO	Z _{MAX}	[m]	235
PENDENZA MEDIA BACINO	s	[-]	0.333
LUNGHEZZA ASTA PRINCIPALE	L _Ω	[km]	0.810
LUNGHEZZA TOTALE RETICOLO IDROGRAFICO	ΣL _i	[km]	3.10
BIFURCATION RATIO	R _B	[-]	4.24
LENGTH RATIO	R _L	[-]	3.01
AREA RATIO	R _A	[-]	5.99

Tabella 2 – Stima dei parametri morfologici del bacino del rio Grillè

3.3. DEFINIZIONE DELLE CLASSI DI ASSORBIMENTO

Dopo aver definito i parametri geomorfologici caratteristici del bacino del rio Grillè, al fine di poter operare la trasformazione afflussi meteorici - deflussi sulla rete idrografica, resta da quantificare la ritenzione potenziale del bacino a fronte del verificarsi di un dato evento meteorico. Infatti, le portate defluenti nel reticolo principale a seguito di precipitazioni più o meno intense distribuite sulla superficie del bacino, dipendono fortemente dal tipo di risposta, in termini di ruscellamento superficiale, del terreno. Tale reazione è evidentemente legata all'aliquota efficace delle precipitazioni, direttamente associabile, nell'ambito della modellazione adottata, al parametro CN (Curve Number) descritto di seguito, rappresentativo della capacità di assorbimento del terreno.

Il metodo del "Curve Number", messo a punto dal "*Soil Conservation Service - United States Department of Agriculture*", fa riferimento al calcolo del flusso superficiale come differenza fra precipitazione e perdite, inglobando però in un unico termine di perdita anche gli altri fattori oltre all'infiltrazione.

I parametri di tale modello sono infatti stati calibrati non in base a soli dati di infiltrazione, siano questi relativi a prove di laboratorio o misure in campo, ma proprio in base a dati di precipitazione e di portata su un enorme numero di bacini di varie dimensioni negli Stati Uniti, messi in relazione con i tipi pedologici e di uso del suolo di ciascun bacino. Attualmente trova applicazione sia in modelli di tipo integrato, relativamente a piccoli bacini in cui sia determinabile una classe prevalente di suolo e del relativo uso, sia in approcci di tipo distribuito.

In riferimento alle linee guida di cui alla DGR357/2008[6], il modello del CN risulta indicato come modello di trasferimento afflussi-deflussi applicabile ai bacini idrografici liguri per la determinazione degli idrogrammi di piena di progetto facendo riferimento ad una classe di umidità iniziale *AMC III* (nel seguito del presente paragrafo verrà definito il concetto di "classe di umidità iniziale"). Per l'utilizzazione del metodo SCS-CN in Italia, alcuni problemi vanno comunque tenuti presenti: primo fra di essi la mancanza di verifiche sulla corrispondenza fra i tipi di suolo e di uso di suolo, e quindi dei relativi parametri, presenti nei bacini degli Stati Uniti e in Italia, nonché le diverse condizioni climatiche che influenzano principalmente le caratteristiche di variabilità spaziale e temporale della precipitazione.

Il nucleo fondamentale di tutto il metodo è costituito dal parametro *S*, indicante il volume massimo teorico delle perdite, a sua volta è espresso in funzione di un indice adimensionale CN, detto "Curve Number", tabulato in funzione del tipo di suolo, per tenere in conto le capacità d'infiltrazione dello stesso, e dell'uso del suolo, che influenzerà sia l'ammontare della quota delle perdite iniziali dovute a intercettazione che la capacità d'infiltrazione stessa del suolo.

La relazione che lega S a CN, quando il primo è espresso in millimetri, risulta essere:

$$S = 254 \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

Da tale relazione appare chiaro come CN abbia limite inferiore pari a 0.00 (superficie totalmente permeabile, con nessuna produzione di deflusso) e limite superiore pari a 100.0 (superficie totalmente impermeabile, con nessuna perdita e deflusso uguale alla precipitazione). Il termine "Curve Number" (numero di curva), deriva dal fatto che a ciascun valore di CN corrisponde una diversa curva che rappresenta il rapporto fra volumi di deflusso e di precipitazione (coefficiente di deflusso cumulato) in funzione del volume di precipitazione.

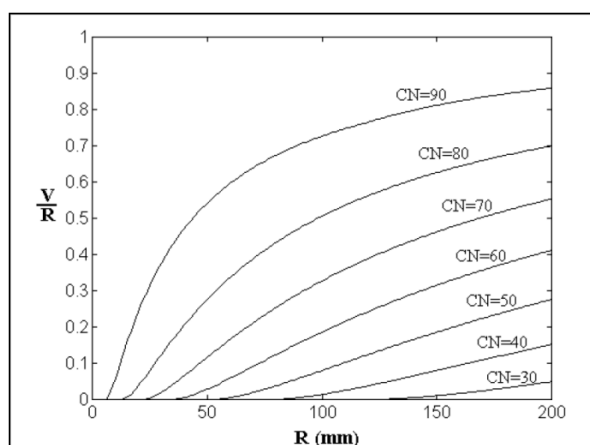


Figura 28 – Andamento del rapporto fra volumi di afflusso e deflusso per diversi CN

Come in precedenza affermato, il parametro adimensionale CN è tabulato in funzione del tipo di suolo, suddiviso in quattro classi "idrologiche" fondamentali (A, B, C, D), e dell'uso del suolo, suddiviso in un numero molto più elevato di classi. Il metodo SCS-CN prevede di tenere in conto anche dello stato iniziale di umidità del suolo, perlomeno in maniera indicativa. In particolare, sono considerati tre diversi stati di umidità:

- AMC I Suolo asciutto
- AMC II Suolo mediamente umido
- AMC III Suolo molto umido

I valori di CN riportati nelle tabelle si riferiscono usualmente alla situazione intermedia (CN II). Una volta determinata la condizione iniziale di umidità del suolo, ad esempio per mezzo dell'ammontare di pioggia registrato nei cinque giorni immediatamente precedenti all'evento d'interesse, il relativo CN può essere ricavato o da opportune tabelle di conversione o tramite formule semplificate.

CLASSE AMC	PIOGGIA TOTALE NEI 5 GIORNI ANTECEDENTI L'EVENTO	
	STAGIONE DI RIPOSO VEGETATIVO	STAGIONE DI CRESCITA
I	<13 [mm]	<36 [mm]
II	13 – 28 [mm]	36 – 53 [mm]
III	>28 [mm]	>53 [mm]

Tabella 3 – Determinazione della classe di CN di partenza

Ottenuti i valori di S e di CN, è possibile calcolare la portata che ruscellerà lungo il versante con la seguente formula:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$

dove:

- P [mm] volume specifico precipitato sul bacino di superficie A;
- S [mm] volume specifico di massima ritenzione potenziale del terreno;
- $I_a = cS$ [mm] volume specifico di assorbimento iniziale (c=0.2 standard di letteratura);

Per giungere a individuare la corretta distribuzione dei CN sulla superficie del bacino, e quindi ottenere un CN medio effettivamente rappresentativo, è stato necessario compiere un'indagine mirata alla parametrizzazione sistematica e logicamente condotta, degli usi del suolo e dei caratteri litologici tipici del bacino, che è terminata con la definizione dei valori dei CN ricercati.

I dati per operare tale parametrizzazione sono stati estrapolati dalla carta dell'uso del suolo ufficiale della Regione Liguria, acquisita ai fini del presente studio in formato vettoriale, strutturato, parametrizzata per essere compatibile, visualizzabile e sovrapponibile al modello idrologico digitale del bacino precedentemente descritto.

I valori del parametro CN hanno generalmente un andamento crescente dalla classe A alla classe D e questa tendenza è rappresentativa della diversa permeabilità associata alla litologia e al substrato tipici della zona. Un CN di tipo A indica un suolo basato su una frazione più permeabile (ad esempio costituito da terreni granulari o alluvioni fluviali), un CN di tipo D, al contrario, è associabile a una pedologia più compatta e impermeabile.

Una speditiva classificazione della permeabilità del suolo, date le caratteristiche litologiche e geologiche reperibili vettorialmente sul sito regionale e una comparazione con bacini simili, permettono di definire, a favor di sicurezza, una classe idrologica fondamentale di tipo D.

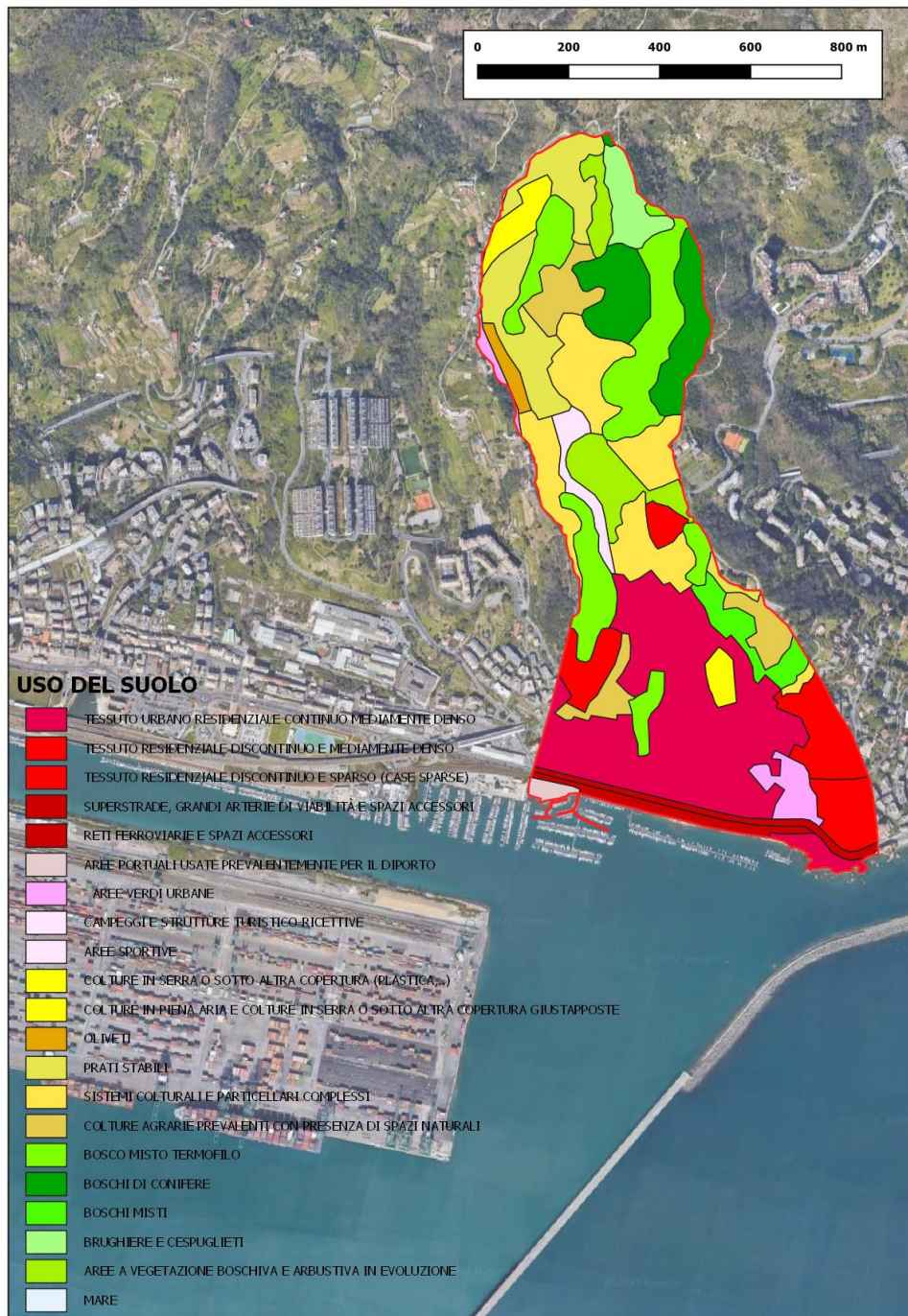


Figura 29 – Classificazione dell'uso del suolo per il bacino del rio Grillè

A questo punto, è possibile procedere con l'associazione di un parametro CN (tipo D) ad ogni classe di uso del suolo secondo le più diffuse tabelle di comparazione, come riportato in Figura 29 e in Figura 30, e procedere ad una media pesata sull'intero bacino per ottenere un valore caratteristico del Curve Number (ricavato da S).

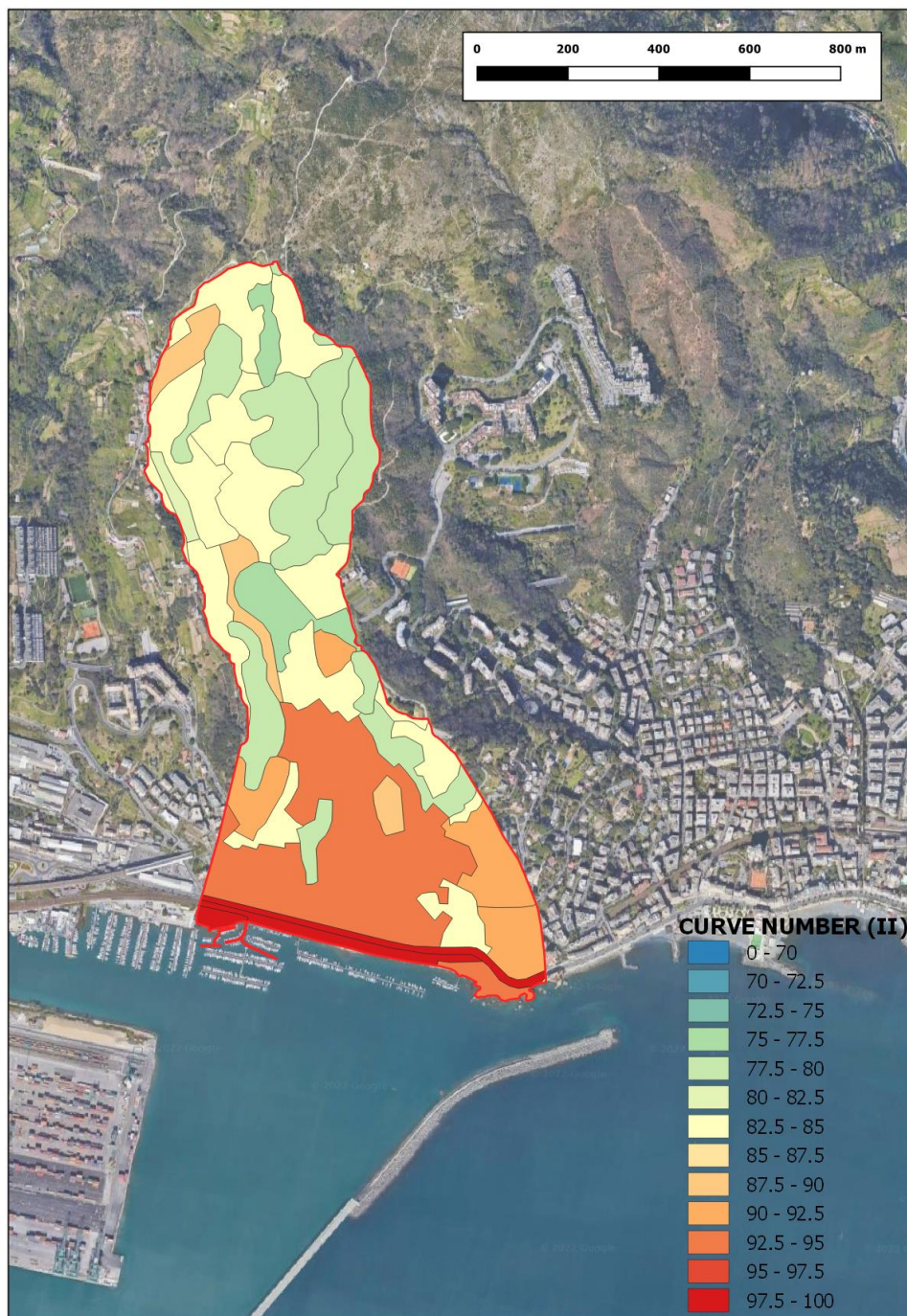


Figura 30 – Valori del CN in condizioni AMC II per il bacino del rio Grillè

Il valore del CN medio associato allo stato *AMC II* è stato quindi corretto, in linea con le indicazioni del DGR357/2008[6], per ricavare il corrispondente parametro relativo alle condizioni di umidità iniziale massime *AMC III*.

Ulteriormente, a favor di sicurezza, il valore del parametro è stato incrementato per tener conto della pendenza media del bacino α , secondo la relazione di Sharply-Williams:

$$CN(II)_\alpha = CN(II) + \frac{CN(III) - CN(II)}{3} * [1 - 2e^{-13.86\alpha}]$$

I risultati ottenuti, tramite una media pesata sulle varie porzioni di bacino del parametro S, sono riportati nella tabella seguente.

CLASSE		CN _{III}
AMC III (α)	ELABORAZIONE GIS	95.0

Il parametro CN caratteristico del modello di rifiuto del terreno è, quindi, stato assunto pari ad un valore per CN_{III}=95.0[-], in condizioni di umidità elevata AMC III e correzione per effetto della pendenza dei versanti (α).

Il valore è sostanzialmente in linea con il valore CN_{III}=92[-], stimato dal vigente PdB[20].

Si procede, quindi, alla stima del tempo di corrivazione.

A rigori, quest'ultimo rappresenta il massimo intervallo temporale impiegato da una goccia di pioggia, che cade nel punto idraulicamente più lontano del bacino, per raggiungere la sezione di chiusura. Se la precipitazione è uniforme, dopo un periodo pari all'incirca al tempo di corrivazione, l'intero bacino contribuisce al deflusso.

La valutazione indicativa del predetto parametro è calcolata attraverso alcune formulazioni di largo utilizzo (Tabella 4) per bacini di piccole dimensioni.

	TEMPO DI CORRIVAZIONE [h]
PEZZOLI	0.197
VIPARELLI	0.226
KIRPICH	0.220 ÷ 0.177
PASINI	0.247
SCS	0.196

Tabella 4 – Valutazione del tempo di corrivazione per il bacino del rio Grillè

In generale, il tempo di corrivazione del bacino, valutato attraverso correlazioni ampiamente utilizzate in letteratura, può ritenersi compreso, a favor di sicurezza, in un intervallo variabile $t_c=0.18 \div 0.25$ [h], con una media di circa $t_c=0.22$ [h], valore caratteristico dei piccolissimi bacini e confrontabile con la durata di uno scroscio di pioggia con tempo di ritorno frequente. Nelle successive calcolazioni, sarà utilizzato un tempo di corrivazione pari a $t_c=0.25$ [h] in grado di produrre, a favor di sicurezza, maggiori volumi liquidi/solidi per l'evento con tempo di ritorno duecentennale.

3.4. TRASFORMAZIONE AFFLUSSI-DEFLUSSI

Per valutare la forma degli idrogrammi di progetto secondo i criteri espressi nel DGR357/2008[6] è, per prima cosa, necessario definire un modello di trasformazione afflussi-deflussi per il bacino in esame.

Il trasferimento afflussi-deflussi di piena, a meno della portata di base, ritenuta trascurabile in questo caso, sarà descritto da un modello idrologico globale dalla struttura abbastanza semplice, costituito da due elementi in serie: un modello di rifiuto del terreno basato sul già citato metodo CN-SCS e un modello lineare di formazione in alveo della piena basato sull'idrogramma unitario istantaneo geomorfologico (GIUH) di forma gamma (Rosso R.[10]).

3.4.1. METODO CN-SCS

Il volume specifico di deflusso superficiale R [mm] o altezza di pioggia netta, in un evento isolato di piena, è dato dalla relazione seguente, come già accennato al paragrafo precedente:

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

dove:

- P [mm] volume specifico precipitato sul bacino di superficie A ;
- S [mm] volume specifico di massima ritenzione potenziale del terreno;
- $I_a = cS$ [mm] volume specifico di assorbimento iniziale ($c=0.2$ standard di letteratura);

La massima ritenzione potenziale S [mm] dipende da due fattori, la natura del terreno e l'uso del suolo, il cui effetto combinato è descritto globalmente dal parametro adimensionale CN, legato a S dalla relazione già precedentemente introdotta:

$$S = 254 \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

dove:

- CN [-] Curve Number caratteristico in condizione AMC III (DGR357/2008[6]);

Come specificato meglio nei successivi paragrafi (§3.4.4), una volta definita la durata della precipitazione $d[h]$, il volume lordo specifico di precipitazione $P[mm]$ può essere calcolato attraverso la curva di possibilità pluviometrica:

$$P = h = \psi ad^v$$

in cui $\psi = \left[1 + \varpi \left(\frac{A^z}{d} \right)^b \right]^{-(1-v)/b}$ rappresenta il fattore di riduzione areale secondo DGR357/2008[6].

Operativamente, una volta calcolato P è possibile ricavare il volume di ruscellamento R .

Il DGR357/2008[6], nella sua parte applicativa, specifica come, per semplicità, la forma dell'evento pluviometrico possa essere assunta costante. La durata efficace dell'evento $t_R[h]$ è desunta dalla durata effettiva $d[h]$ ridotta del tempo d'imbibimento iniziale $t_{IA}[h]$, e l'intensità efficace $r[mm/h]$ è calcolata di conseguenza, secondo lo schema riportato in Figura 31.

EVENTO PLUVIOMETRICO IN INGRESSO ALLA TRAFORMAZIONE AFFLUSSI/DEFLUSSI

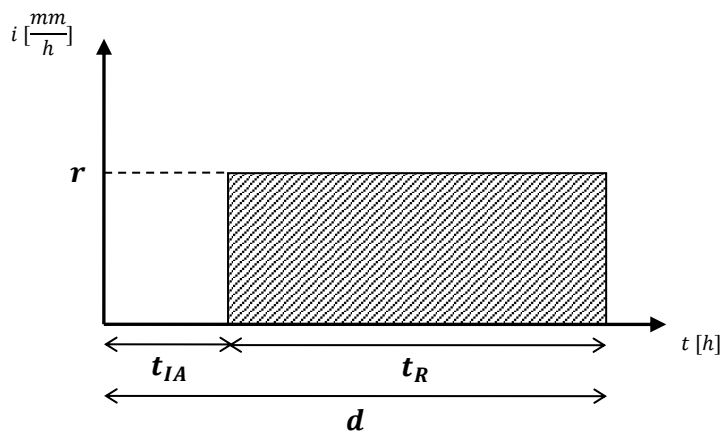
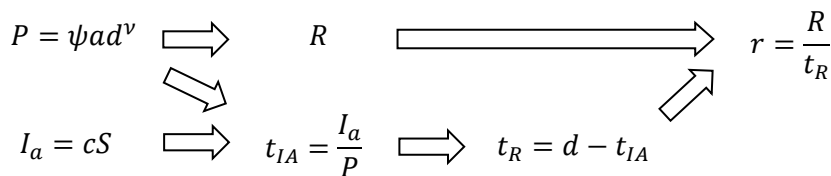


Figura 31 – Schema relativo al calcolo dell'evento pluviometrico di progetto

3.4.2. IDROGRAMMA UNITARIO ISTANTANEO GEOMORFOLOGICO (GIUH)

Per un bacino idrografico di superficie A, il modello rappresenta l'andamento dell'idrogramma di piena tramite l'integrale di convoluzione:

$$q(t) = A \int_0^t u(\tau) r(t - \tau) d\tau = A \int_0^t \frac{1}{k\Gamma(\beta)} \left(\frac{\tau}{k}\right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{\tau}{k}\right)} r(t - \tau) d\tau$$

dove $r(t-\tau)$ rappresenta l'intensità efficace dell'evento pluviometrico, $u(\tau)$ l'idrogramma unitario istantaneo dato dalla funzione gamma incompleta Γ con parametri β e k . Il parametro di forma β e il parametro di scala k sono funzioni monomie dei rapporti hortoniani R_B , R_L e R_A (Rosso R.[10]) e del fattore di scala temporale $\left(\frac{L_\Omega}{V}\right)$:

$$\beta = 3.29 \left(\frac{R_B}{R_A}\right)^{0.78} R_L^{0.07}$$
$$k = 0.70 \left[\frac{R_A}{(R_B R_L)}\right]^{0.48} \left(\frac{L_\Omega}{V}\right)$$

Appare chiaro come l'idrogramma unitario GIUH dipenda da parametri puramente morfologici, i rapporti hortoniani, e da un parametro puramente cinematico, la velocità di propagazione della piena. Mentre i primi possono essere valutati attraverso un'analisi di dettaglio per il bacino (§3.2), il secondo non è in generale noto e costituisce, pertanto, un parametro di taratura.

Sfortunatamente, per il bacino del rio Grillè è impossibile procedere con qualunque operazione di taratura.

Occorre, quindi, ricorrere a una stima del parametro incognito V , velocità media di propagazione della piena nel reticolo idrografico.

In prima approssimazione si può ricorrere a un approccio semplificato modificando il parametro V sino ad ottenere una durata critica dell'evento calamitoso pari al tempo di corrivazione stimato per il bacino in esame.

Tutto ciò premesso, la procedura è dettagliatamente descritta nei paragrafi seguenti.

3.4.3. VALUTAZIONE DEGLI IDROGRAMMI DI PROGETTO

In generale, la sicurezza intrinseca delle opere di asservimento fluviale è spesso legata al solo valore della portata al colmo di piena che le sollecita. Al contrario, quando si vuole valutare la pericolosità idraulica legata a fenomeni di esondazione o analizzare particolari strutture trasversali come dighe, casse di laminazione o scolmatori, l'analisi dell'intero processo è legata a una fenomenologia molto più complessa dal punto di vista idrologico/idraulico, soprattutto se si tiene in conto la dinamica dei sedimenti. In generale, la pericolosità scaturisce dalla combinazione tra intensità e struttura temporale dell'evento. Tuttavia, dal punto di vista normativo, la valutazione della pericolosità idraulica si fonda su un'indicazione generica degli eventi di progetto. L'Autorità della Regione Liguria indica, ad esempio, quale unico principale riferimento, la portata al colmo con tempo di ritorno T-ennale. Nasce, quindi, la necessità di dover stimare, in maniera più accurata, anche la forma degli idrogrammi di progetto.

A rigori, un idrogramma di piena è la realizzazione di una porzione di traiettoria del processo stocastico rappresentativo dei deflussi fluviali. Una valutazione esauriente del fenomeno dovrebbe, quindi, esaminare tale processo stocastico, caratterizzarne le proprietà e modellarne le caratteristiche salienti. Se in linea teorica quest'approccio è possibile, in pratica è tuttora irrealizzabile, in quanto:

- non si dispone di serie storiche continue sufficientemente lunghe da garantire la consistenza delle valutazioni statistiche;
- la non stazionarietà e talora l'intermittenza del processo non consentono l'applicazione di modelli stocastici parsimoniosi in termini di parametrizzazione;
- è difficilmente valutabile l'ipotesi di ergodicità;

In estrema sintesi, l'idrogramma di una piena fluviale si caratterizza per il valore della portata di picco Q e del volume idrico V , ossia il valore integrale del processo. Dal punto di vista probabilistico, se si considerano quali variabili progettuali soltanto la portata Q e il volume V , il problema si riduce alla caratterizzazione in modo quantitativo dell'evento di superamento di una coppia $[q,v]$ di valori, assumendo una forma "sintetica" per descrivere l'idrogramma. In caso di disponibilità di dati osservati per un periodo sufficientemente prolungato, possono essere impiegati a tal scopo metodi diretti. Poiché non si tratta di un caso frequente, anzi assolutamente eccezionale, in pratica, bisogna spesso ricorrere a metodi indiretti.

Nel caso oggetto del presente Studio, per il bacino del rio Grillè si è fatto riferimento alla metodologia indiretta dell'*evento idrometeorologico critico* dettagliatamente descritta nel citato DGR357/2008[6] e sintetizzata nei paragrafi seguenti.

3.4.4. DEFINIZIONE DELLA DURATA CRITICA

In generale, secondo il modello idrologico scala-invariante, la linea segnalatrice di possibilità pluviometrica nel centro di scroscio è rappresentata da un'equazione monomia del tipo:

$$h = \psi a d^v$$

dove:

–	h	=	valore atteso dell'altezza cumulata di pioggia	[mm]
–	d	=	durata dell'evento	[h]
–	a	=	coefficiente pluviale orario	[mm/h ^v]
–	v	=	esponente di scala	(0 < v < 1) [-]
–	ψ	=	fattore di riduzione areale	(0 < ψ < 1) [-]

Le precipitazioni calcolate dalla linea segnalatrice attesa di probabilità pluviometrica sono quindi utilizzate come ingresso per il modello di trasformazione afflussi-deflussi (§3.4) determinando l'idrogramma di risposta e il relativo valore di picco. Per via dell'indeterminatezza nella durata dello scroscio critico, bisogna procedere a un insieme di simulazioni per diverse durate d . Per ogni simulazione si ricava il valore di portata di picco $q_P = \max[q(d)]$. Ripetendo la simulazione con precipitazioni di diversa durata, si determina l'*evento critico*, ossia quello che produce la massima q_P , la quale si realizza per una particolare durata di pioggia $d=d_{CR}$, detta durata critica.

In pratica, fissati i coefficienti della curva di possibilità pluviometrica a e v , una volta definita la trasformazione afflussi-deflussi, si tratta di risolvere un problema di ottimo al fine di identificare la durata che genera la massima portata di picco:

$$d_{CR} \rightarrow q_P = \max[q(d)]$$

Qualitativamente il processo è schematizzato in Figura 32.

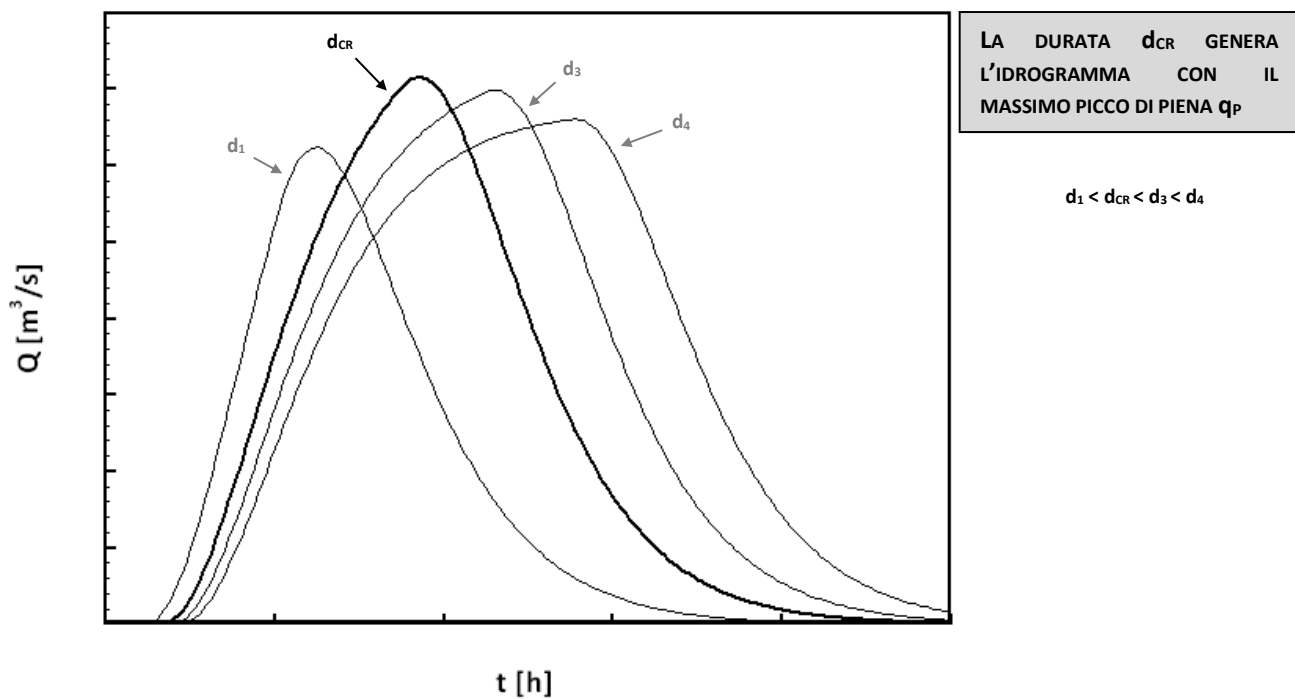


Figura 32 – Problema di ottimo. Durata critica e picco massimo

La metodologia predetta, in combinazione con la valutazione delle portate di progetto al colmo definite al paragrafo §3.1, può essere utilizzata per ricavare la forma degli idrogrammi nei vari scenari.

3.4.5. DEFINIZIONE DELL'EVENTO IDROMETEOROLOGICO CRITICO

Come già chiarito al precedente §3.4.4 la linea segnalatrice di possibilità pluviometrica nel centro di scroscio è rappresentata da un'equazione monomia del tipo:

$$h = \psi a d^{\nu}$$

Si può allora assumere che gli eventi d'interesse siano comunque prodotti da un assetto meteorologico caratterizzato dalla struttura d'invarianza di scala tipica dell'area in esame, rappresentata dall'esponente caratteristico ν . In pratica, si assume che l'esponente caratteristico rappresenti l'impronta climatica degli eventi pluviali estremi nell'area in esame. Questa ipotesi di lavoro implica che la portata T-ennale di progetto q_T sia prodotta da una precipitazione:

$$h = \psi a(T^*) d^{\nu}$$

dove $a(T^*)$ è il valore che, con il metodo della durata critica §3.4.4, genera una portata al colmo pari a quelle di progetto $q(T)$ definite al §3.1.

In generale il valore di $a(T^*)$ è differente dal valore $a(T)$ proprio della linea segnalatrice di possibilità pluviometrica T-ennale, poiché l'ipotesi di isofrequenza non è in generale verificata, sia sotto il profilo teorico sia, nella maggioranza dei casi, sotto l'aspetto pratico (*Reed, Flood Estimation Handbook, 1999*).

In pratica, l'idrogramma T-ennale non è generalmente prodotto dall'evento pluviometrico T-ennale, a causa della non linearità nella risposta idrologica dei bacini imbriferi.

La ricerca delle forme associate all'idrogramma di progetto s'inquadra, anzitutto, nella definizione di un idoneo scenario idrologico.

Utilizzando i risultati degli Studi aggiornati all'anno 2020 e reperiti presso Regione Liguria è possibile ricavare, per la stazione di Madonna delle Grazie, prossima al sito di interesse, un valore dell'esponente di scala pari a $\nu=0.326[-]$, in linea con le stime preliminari fornite dalla normativa regionale DGR357/2008[6].

A questo punto, il problema si riduce a identificare la coppia di valori $\{a(T^*), d_{CR}\}$ in grado di produrre, come risultato della trasformazione afflussi-deflussi, la portata di progetto desiderata $q(T)$ associata all'evento T-ennale.

Il problema è indeterminato se non si tiene conto del secondo assioma di criticità, il quale impone che il campo di pioggia critico sia anche quello che corrisponde alla minima altezza di pioggia cumulata in grado di generare la portata al picco richiesta $q(T)$. Nelle pagine seguenti si chiarisce in dettaglio la procedura appena esposta, per l'evento con tempo di ritorno $T=200$ [anni].

Le caratteristiche morfologiche dell'evento duecentennale sono riassunte nella tabella seguente. La trasformazione afflussi-deflussi è definita da un Curve Number $CN_{III,\alpha}=95.0[-]$ e da una velocità media di propagazione della piena assunta pari a $V=1.50[m/s]$ la quale, come si osserverà in seguito, è in grado di fornire una durata dell'evento critico pari al tempo di corrivazione stimato per il bacino (§3.3). La portata di picco duecentennale è pari a $Q_{200}=31.0[m^3/s]$ (§3.1).

Fissato il parametro $a(T^*)$, si ricerca, attraverso il metodo della durata critica, il massimo valore di portata q_p associato all'evento pluviometrico. Dalla Figura 33 è evidente come esista un minimo valore di $a(T^*)=118.5[mm/h^v]$ in grado di generare una portata di picco q_p pari a $Q_{200}=31.0[m^3/s]$.

Ovviamente valore maggiori di $a(T^*)$ genereranno portate di picco maggiori di Q_{200} .

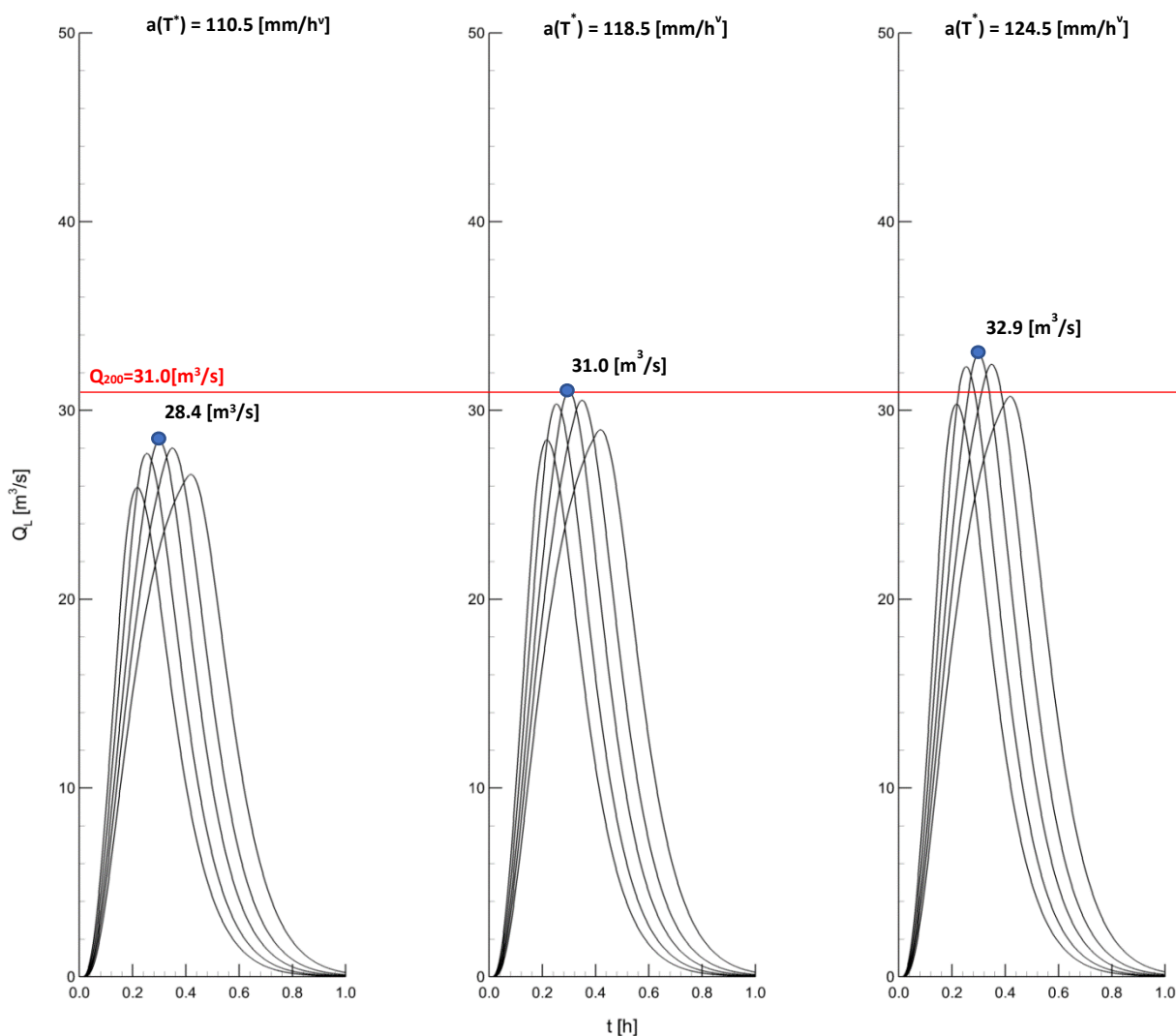


Figura 33 – Problema di ottimo. Minimo valore di $a(T^*)$ in grado di generare Q_{200} (T200)

Analogamente è possibile ricavare gli idrogrammi di progetto per qualunque altro tempo di ritorno.

In Figura 34 è riportato l'evento con tempo di ritorno $T=200$ [anni].

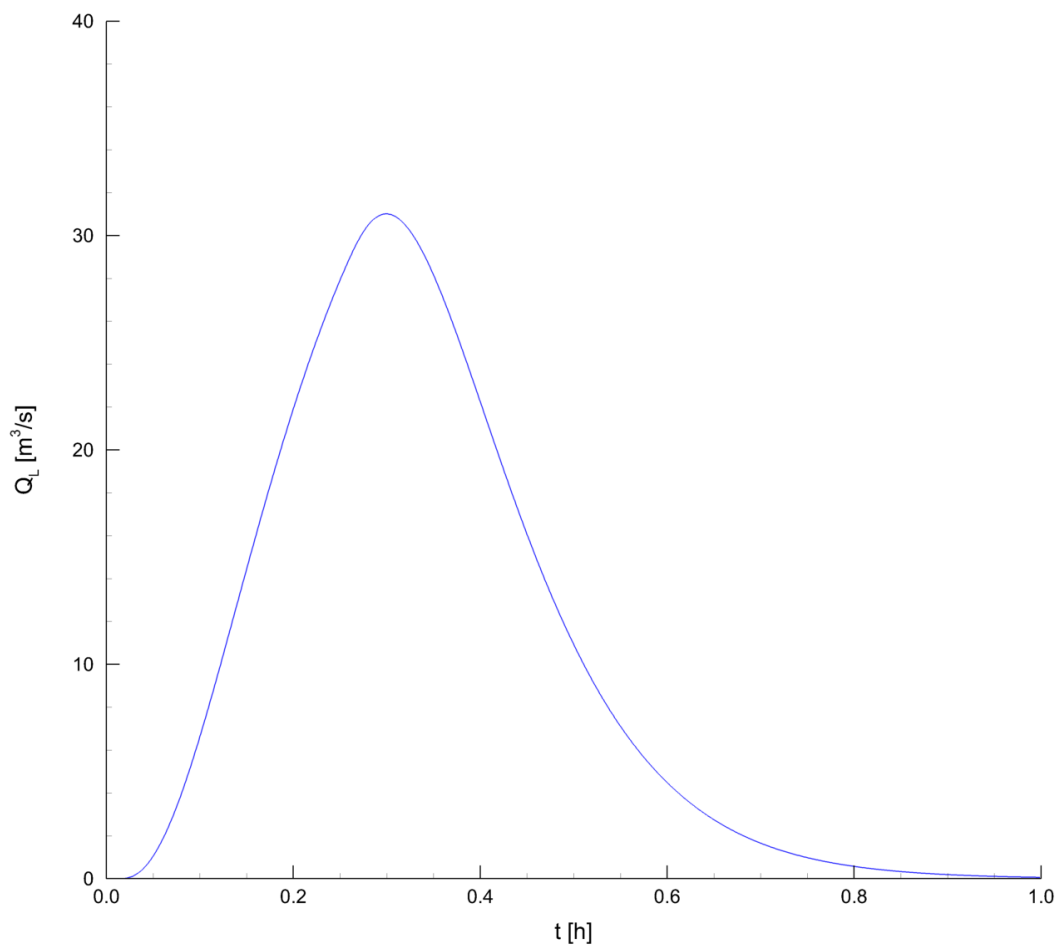


Figura 34 – Idrogramma con tempo di ritorno $T=200$ [anni] per il bacino del rio Grillè

Fissata la velocità di propagazione $V=1.5$ [m/s], pertanto, si ottiene una durata critica dell'evento pari a circa $d=0.25$ [h], in linea con quanto stimato al precedente §3.3, e un tempo di picco pari a $t_p=0.30$ [h].

3.5. VERIFICA IDRAULICA

Determinati gli eventi di progetto, è possibile procedere con la verifica idraulica del rio Grillè nella condizione relativa allo stato di fatto.

In Tabella 5 è riportato il sunto delle condizioni utilizzate per la verifica, in particolare è definito il livello della condizione di medio mare all'interno del bacino portuale, estratto dalla relazione meteomarina di dettaglio facente parte del presente progetto definitivo [200], utilizzato come condizione al contorno di valle.

CONDIZIONE AL CONTERNO	PORTATA Q_{T200} [m ³ /s]	PROFONDITA' Y [m]	QUOTA PELO LIBERO WS [m]
MONTE	31.0	CRITICA	-
VALLE (SBOCCO NEL BACINO)	-	-	0.80

	Scabrezza (Strickler) k_s [m ^{1/3} /s]
Copertura	Scabrezza equivalente (Horton-Einstein)
Tratto a cielo aperto	30

Tabella 5 – Portata di progetto e condizioni al contorno

La scabrezza è stata valutata in coerenza con quanto indicato nel Piano di Bacino[20].

A favor di sicurezza, per il tratto a cielo aperto, si è utilizzato un valore del parametro $k_s=30[m^{1/3}/s]$ corrispondente alla classe relativa a "corsi d'acqua urbanizzati con vegetazione e movimento di materiale sul fondo", mentre per il tratto tominato si è ricavato un coefficiente equivalente secondo l'approccio di Horton-Einstein, mediando il precedente valore con la scabrezza assunta per le pareti verticali e di copertura pari a $k_s=45[m^{1/3}/s]$.

Il valore derivante dall'elaborazione è risultato, in tutti i tratti coperti, inferiore a $k_s=40[m^{1/3}/s]$.

Il valore del franco idraulico assunto nelle successive verifiche è stabilito in coerenza con le indicazioni della vigente Normativa[20], riportata in Tabella 6, per un corso d'acqua appartenente al secondo livello, come indicato al precedente §3.1.

Ad esso si aggiunge, per quanto concerne i ponti e gli attraversamenti, l'ulteriore franco pari a $f=1.50[m]$ su tutta la luce, sino ai 40[m], definito dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni [400].

I profili della corrente sono stati risolti in regime misto stazionario a fondo fisso mediante il software HecRas6.1.0™ alla cui estesa bibliografia si rimanda per ogni riferimento.

Prima di procedere con le verifiche secondo Normativa, sono stati tracciati i profili di rigurgito per portate crescenti al fine di identificare le criticità relative alla tominatura.

		FRANCO IDRAULICO [cm]	
		RETICOLO PRINCIPALE E SECONDARIO	RETICOLO DI TERZO LIVELLO O MINORE
(a)	Tutte le tipologie	$U^2/2g$	$0.5U^2/2g$
(b)	Argini e difese spondali	50/100	50
	Ponti e strutture di attraversamento fino a estensioni longitudinali di 12[m]	100/150	75
	Coperture o tombinate, ponti e strutture di attraversamento di estensione longitudinale oltre 12[m]	150/200	100

- $U^2/2g$ rappresenta il carico cinetico della corrente con velocità media U
- I valori estremi per il reticolo principale e secondario corrispondono rispettivamente a bacini poco dissestati con previsione di modesto trasporto solido e a bacini molto dissestati con previsione di forte trasporto solido in caso di piena

Tabella 6 – Valori del franco idraulico

Il significativo restringimento di sezione dovuto al brusco abbassamento dell'intradosso al di sotto della via Aurelia, avente una luce verticale pari ad appena 90[cm], è in grado di generare una corrente in pressione capace di interessare repentinamente l'intera copertura.

Come riportato in Figura 35, una portata pari a $Q=6.0[m^3/s]$, corrispondente ad un tempo di ritorno di circa $T=3[anni]$, presenta un pelo libero della corrente già in grado di lambire l'intradosso del restringimento presente nella SEZ.22 del corso d'acqua.

All'aumentare della portata, per un valore pari a $Q=14[m^3/s]$, corrispondente ad un tempo di ritorno di circa $T=16[anni]$, l'intera tombinatura presenta un comportamento in pressione, come indicato in Figura 36.

Dopodiché, il pelo libero della corrente cresce molto rapidamente all'aumentare della portata defluente in alveo.

Con un colmo pari a $Q=19.5[m^3/s]$, riportato in Figura 37 e corrispondente ad un tempo di ritorno di circa $T=40[anni]$, l'evento calamitoso genera un pelo libero a monte della copertura in grado di lambire le arginature in sponda destra, sul limitare di via Loano, e dare inizio ad un processo di inondazione della strada.

Ulteriormente, l'evento con tempo di ritorno pari a $T=50[anni]$, riportato in Figura 38, presenta un pelo libero a monte della copertura tale da generare una significativa esondazione in sponda destra, con livelli della corrente superiori di circa $\Delta=+1.40[m]$ alla quota del ciglio arginale.

Dalle analisi preliminari, il comportamento della corrente è del tutto analogo a quanto evidenziato nel vigente Piano di Bacino [20]. Tuttavia, per effetto del maggiore restringimento rilevato in sito al di sotto della via Aurelia, appare evidente come le verifiche idrauliche aggravino lo scenario riportato in Normativa[20], per il quale le prime fasce di inondabilità erano attribuite ad un evento con tempo di ritorno duecentennale.



Q=6.0[m³/s]

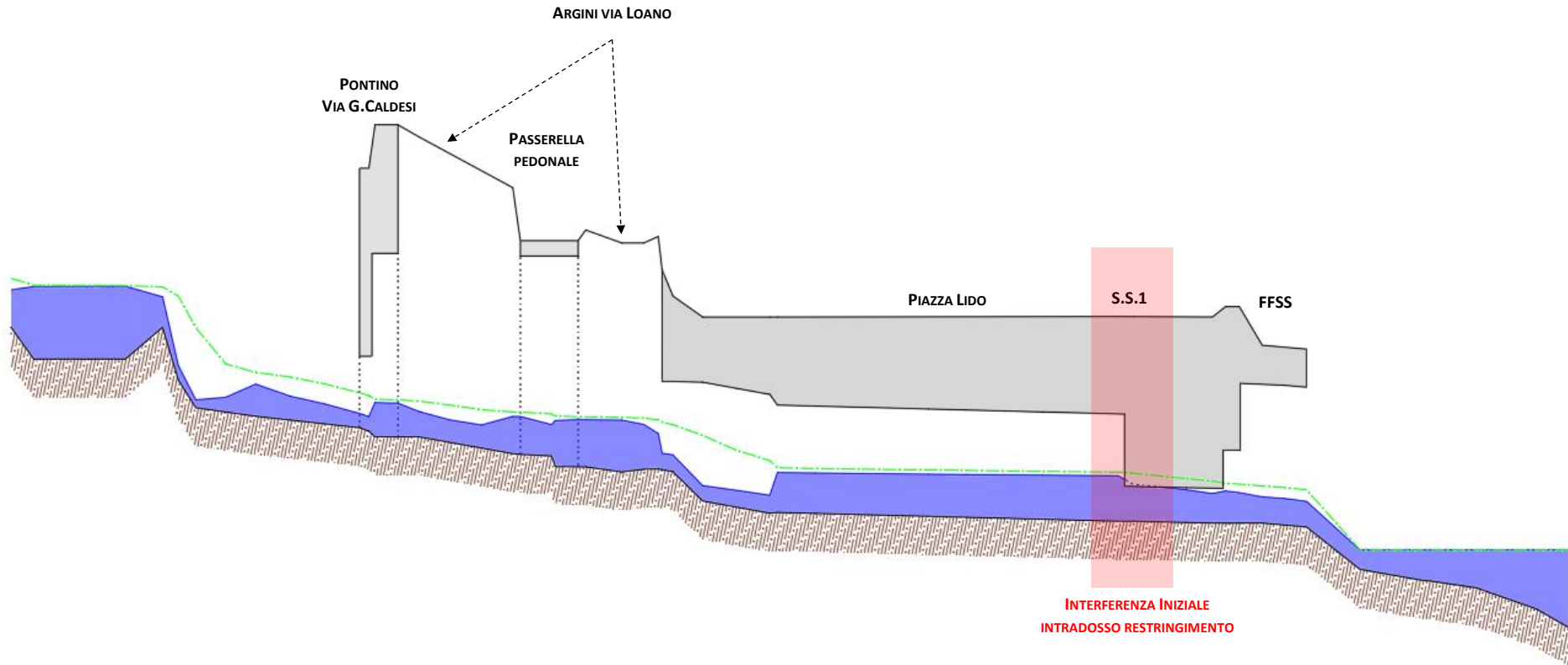


Figura 35 – STATO DI FATTO – Portata defluente Q=6.0[m³/s] – La corrente lambisce l'intradosso del restringimento in SEZ.22 (Scala verticale deformata)



Q=14.0[m³/s]

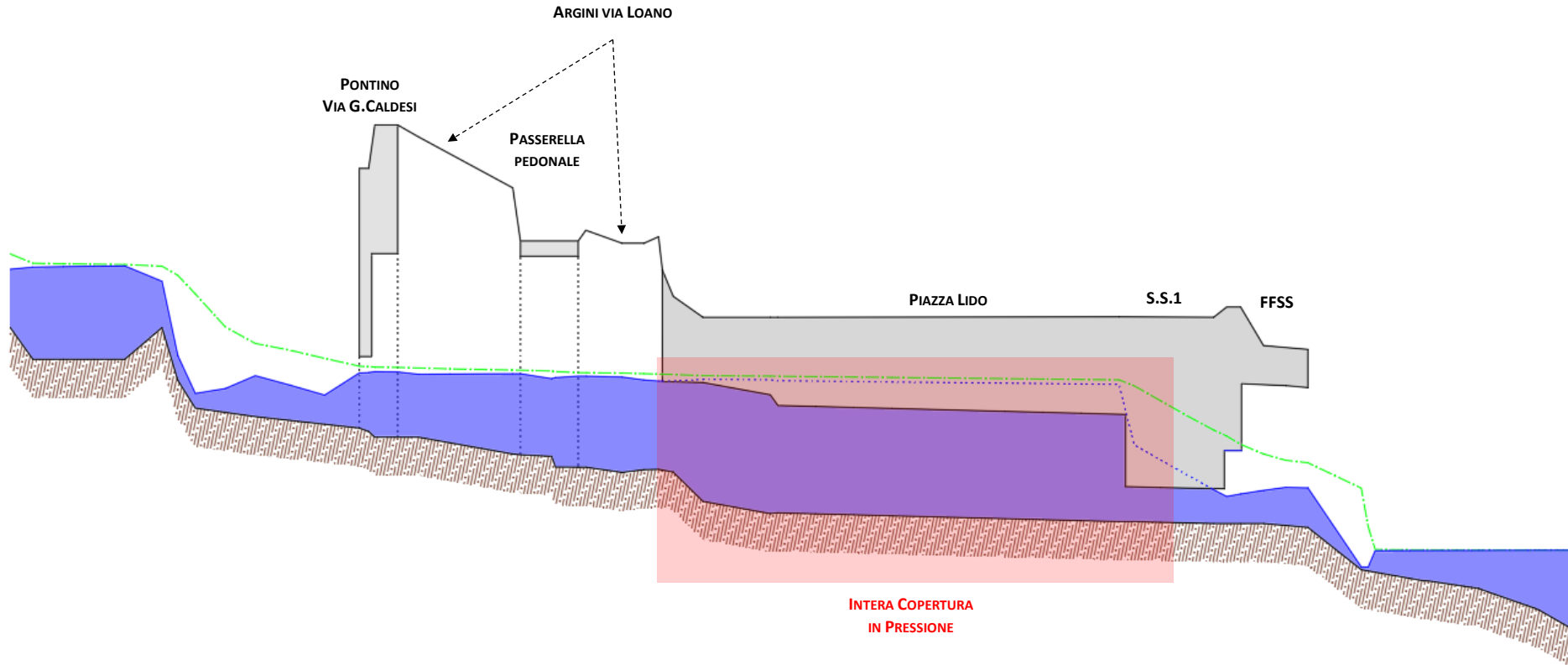


Figura 36 – STATO DI FATTO – Portata defluente Q=14.0[m³/s] – L'intera tombinatura presenta una corrente in pressione (Scala verticale deformata)



Q=19.5[m³/s]

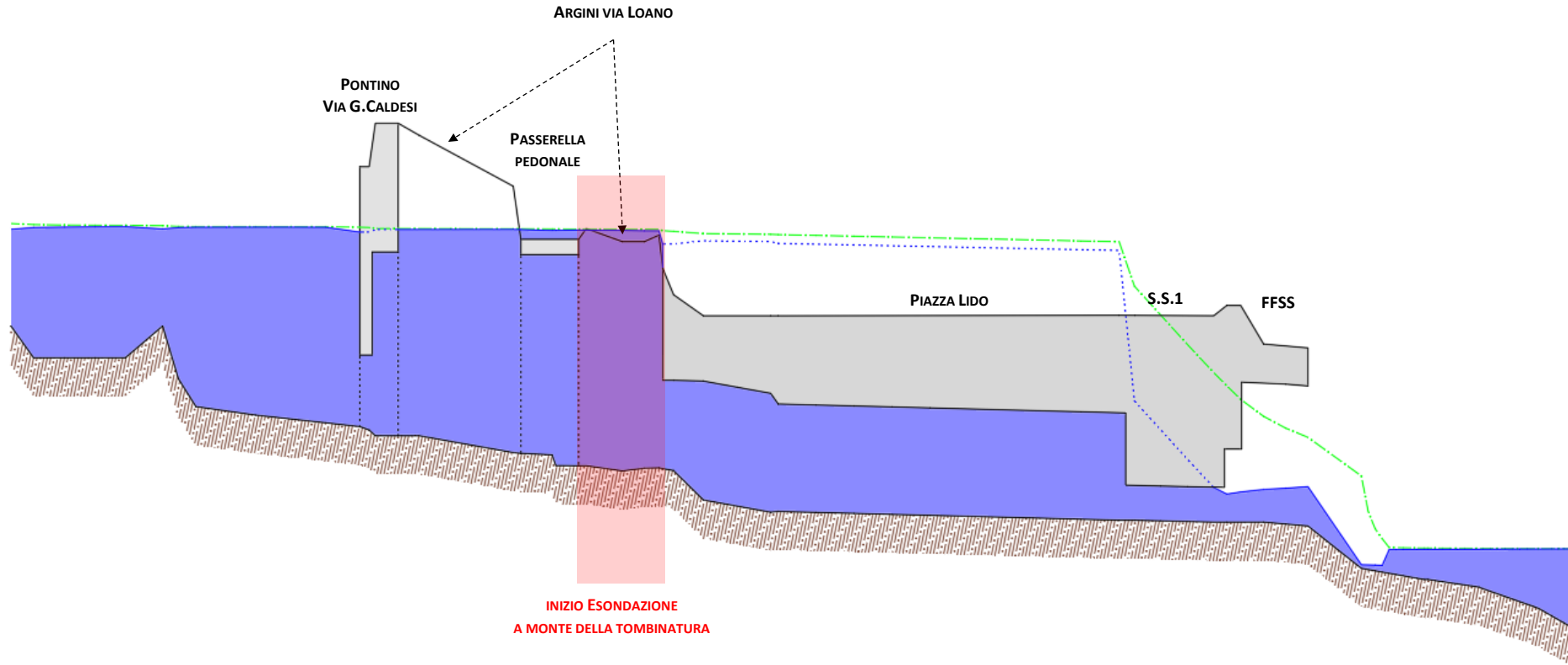


Figura 37 – STATO DI FATTO – Portata defluente Q=19.5[m³/s] – Inizio dell'esondazione a monte della tominatura (Scala verticale deformata)

-  CARICO TOTALE
-  CARICO PIEZOMETRICO
-  PELO LIBERO

$Q_{T50}=21.0[M^3/s]$

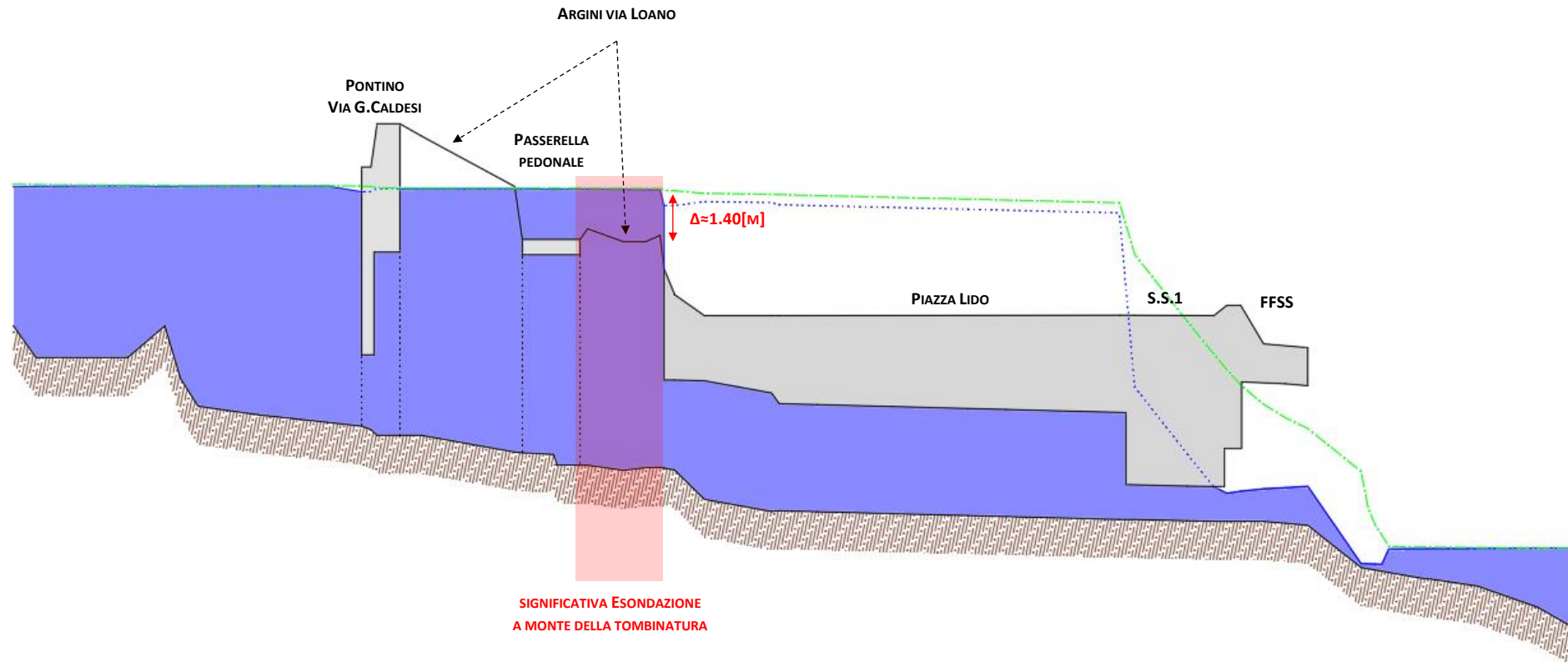


Figura 38 – STATO DI FATTO – Evento con tempo di ritorno $T=50[anni]$ - Portata defluente $Q=21.0[m^3/s]$ – Significativa esondazione a monte della copertura (Scala verticale deformata)

La maggiore criticità riscontrata nelle analisi, essenzialmente, è dovuta all'entità del restringimento presente al di sotto della via Aurelia.

Per verificare analiticamente, con un approccio semplificato, quale effetto può essere generato da tale ostruzione è possibile ricorrere alla metodologia che solitamente si utilizza per lo studio delle condotte in pressione.

Relativamente alla portata con tempo di ritorno $T=50$ [anni], infatti, è agevole stimare la perdita di carico totale che si produce nel tratto tombinato completamente ricolmo d'acqua.

La dissipazione di energia può essere trattata come la sommatoria delle perdite di carico distribuite (ΔH_D) lungo l'intero tratto, a cui devono essere necessariamente aggiunte le perdite concentrate generate dall'immissione e dai restringimenti (ΔH_C), secondo la classica relazione delle condotte in pressione.

$$\begin{aligned}\Delta H_{TOT} &= \Delta H_D + \Delta H_C \\ \Delta H_D &= \sum jL = \sum \frac{\lambda}{4R} \frac{U^2}{2g} L \\ \Delta H_C &= \xi \frac{U^2}{2g} \\ \frac{1}{\sqrt{\lambda}} &= 2.0 \log \left(\frac{3.71}{\epsilon} \frac{4R}{\epsilon} \right)\end{aligned}\quad [800]$$

- λ coefficiente non dimensionale di attrito
- ϵ scabrezza equivalente
- R raggio idraulico
- j perdite di carico distribuite
- U velocità media
- L lunghezza del tratto
- ξ coefficiente di perdita localizzata

Rappresentando schematicamente la tombinatura come riportato in Figura 39, dividendola in $n=4[-]$ tratti e note le sezioni geometriche, è possibile stimare le perdite di carico al defluire di una portata pari a $Q_{T50}=21.0[m^3/s]$.

Il valore del coefficiente di dissipazione per contrazione (ξ_2), che governa significativamente il processo, è riportato in Tabella 9.

Confrontando la classica relazione di moto uniforme con le perdite di carico indicate in precedenza [800] è agevole, infine, stabilire la correlazione tra la scabrezza k_s e il parametro ϵ per poter procedere con le calcolazioni, come riportato nella seguente Tabella 7.

L	[m]	5	9	45	10			
A	[m ²]	7.64	10.47	9.19	2.54			
Q	[m ³ /s]	21.0	21.0	21.0	21.0	Δ_{TOT}	4.38	[m]
U	[m/s]	2.75	2.01	2.29	8.27			
$U^2/(2g)$	[m]	0.39	0.21	0.27	3.48			
Δ_{ING}	[m]	0.04						
Δ_{DIST}	[m]	0.04	0.03	0.22	2.57	$\Sigma\Delta_{DIST}$	2.87	[m]
j	[-]	0.0087	0.004	0.005	0.257			
$\lambda/(4R)$	[-]	0.023	0.017	0.018	0.074			
Boundary	[-]	ALLARG.	RESTR.	RESTR.	-			
Ω_1/Ω_2	[-]	0.730	1.139	3.618	-			
ξ_1	[-]	0.089	0.000	0.000	-			
Ω_2/Ω_1	[-]	1.370	0.878	0.276	-			
ξ_2	[-]	0.000	0.061	0.409	-			
Δ_{CONC}	[m]	0.034	0.016	1.426	-	$\Sigma\Delta_{CONC}$	1.48	[m]

Tabella 7 – Stima delle perdite di carico nel tratto tombinato durante l'evento con tempo di ritorno T=50[anni]

Ω_1/Ω_2	0.01	0.04	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
ξ_1	1.00	0.93	0.83	0.67	0.38	0.17	0.05	0.00

Tabella 8 – Coefficiente di perdita di carico locale per espansione (ξ_1)

Ω_2/Ω_1	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	1.0
ξ_2	0.47	0.44	0.40	0.35	0.28	0.21	0.10	0.00

Tabella 9 – Coefficiente di perdita di carico locale per contrazione (ξ_2)

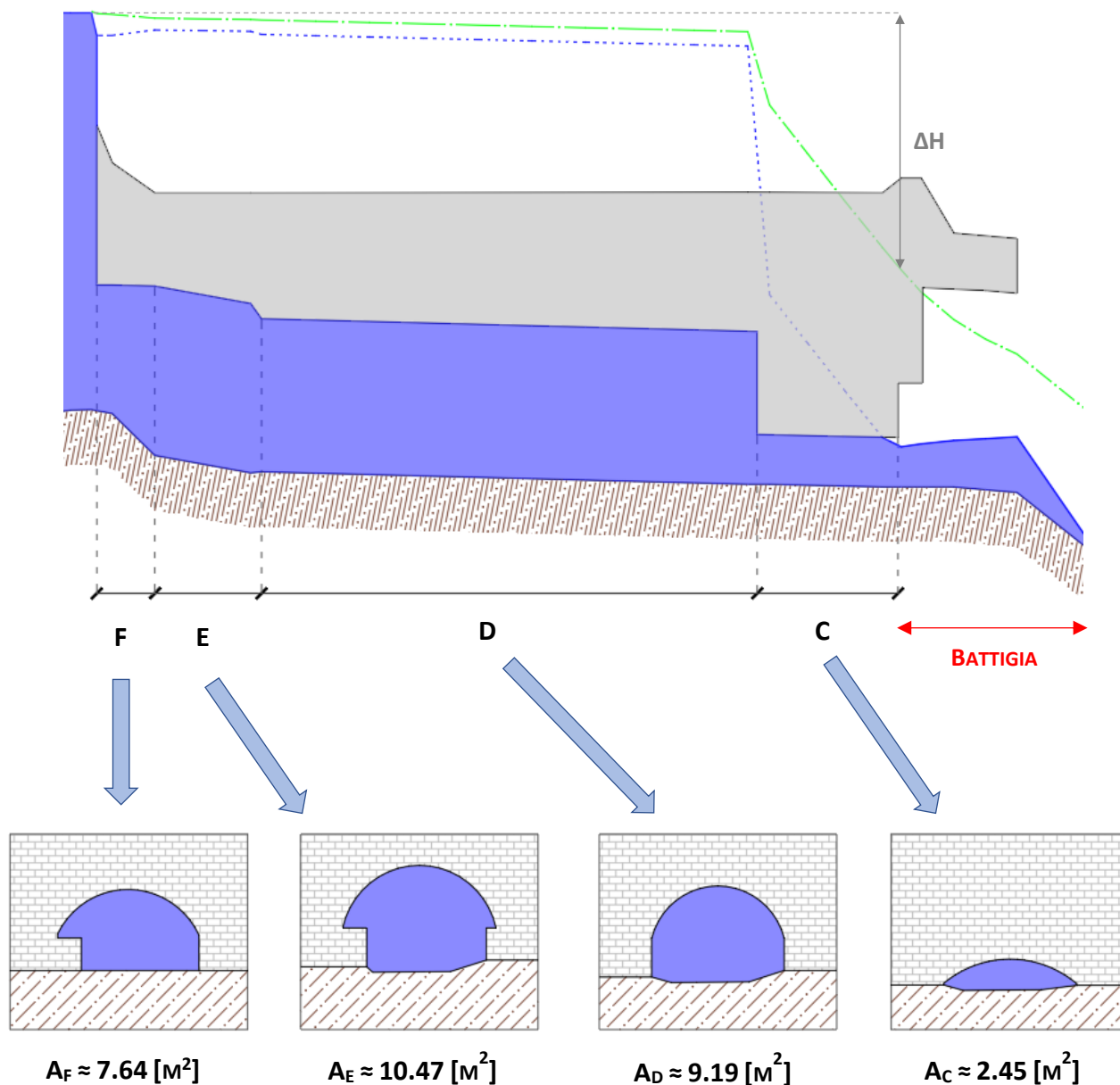


Figura 39 – Rappresentazione schematica della copertura in pressione

Nelle elaborazioni, per l'evento cinquantennale, è stimata una perdita di carico totale pari a circa $\Delta H_{TOT} \approx 4.38[m]$.

È possibile notare, infine, come la quasi totalità della dissipazione derivi dal tratto ristretto, al di sotto della via Aurelia, nel quale l'elevata velocità della corrente è in grado di generare sia forti perdite localizzate, sia ingenti perdite distribuite.

Adattati i coefficienti di contrazione alla situazione locale, in particolar modo nella SEZ.22 al di sotto dell'Aurelia per la quale risulta un parametro $\xi=0.41[-]$, il risultato fornito dal software HecRas6.1.0™ è pressoché identico e pari a circa $\Delta H_{TOT} \approx 4.34[m]$, corrispondente ad un livello del pelo libero pari a $z_{W(T=50)}=+10.21[m]$, ben superiore alla quota media dell'argine destro pari a $z_{ARG}=+8.97[m]$.

Stabilita la primaria criticità ed effettuata una verifica semplificata delle valutazioni è possibile procedere con le analisi.

Di seguito, in Tabella 10 e in Figura 40, si riportano i risultati ottenuti per l'evento con tempo di ritorno $T=50$ [anni].

Appare evidente come la tombinatura del rio Grillè si presenti in pressione per tutta la sua lunghezza, con un deciso innalzamento dei livelli a monte dell'ingresso nella copertura.

A valle della SEZ.22, il getto idraulico genera una corrente supercritica che si riversa nello specchio acqueo, adibito ad approdo nautico, per mezzo di un risalto idraulico, disconnettendo il moto e la soluzione.

NODO	SEZ	WS	EG	Fr
[-]	[-]	[m]	[m]	[-]
SEZ_1	31.00	10.28	10.35	0.22
SEZ_2	30.00	10.30	10.34	0.15
	29.667*	10.30	10.33	0.13
	29.333*	10.31	10.33	0.11
SEZ_3	29.00	10.31	10.33	0.10
SEZ_4	28.00	10.29	10.32	0.16
SEZ_5	27.00	10.30	10.32	0.10
SEZ_6	26.00	10.30	10.32	0.07
	25.500*	10.30	10.31	0.06
SEZ_7	25.00	10.31	10.31	0.06
	24.667*	10.30	10.31	0.06
	24.333*	10.30	10.31	0.06
SEZ_8	24.00	10.15	10.30	0.22
SEZ_8-1	23.00	10.15	10.29	0.21
SEZ_9	22.00	10.23	10.26	0.09
SEZ_9-1	21.00	10.23	10.26	0.09
SEZ_10	20.00	10.23	10.25	0.08
	19.667*	10.23	10.25	0.07
	19.333*	10.23	10.25	0.07
SEZ_11	19.00	10.23	10.25	0.07
SEZ_11-1	18.00	10.23	10.25	0.07
SEZ_12	17.00	10.22	10.25	0.09
SEZ_12BIS	16.86	10.22	10.25	0.09
SEZ_12-1	16.00	10.23	10.24	0.06
SEZ_13	15.00	10.22	10.24	0.07
SEZ_14	14.00	10.21	10.24	0.08
SEZ_15	13.00	10.21	10.24	0.09
SEZ_16	12.00	10.21	10.23	0.10
SEZ_16-1	11.70	9.79	10.20	0.34
SEZ_17	11.00	9.79	10.18	0.33
SEZ_18	10.00	9.89	10.11	0.24
	9.5000*	9.88	10.10	0.23
SEZ_19	9.00	9.87	10.08	0.23
SEZ_20	8.00	9.81	10.08	0.26
	7.8889*	9.79	10.05	0.26
	7.7778*	9.76	10.03	0.26
	7.6667*	9.74	10.01	0.26
	7.5556*	9.72	9.98	0.26
	7.4444*	9.69	9.96	0.26
	7.3333*	9.67	9.93	0.26
	7.2222*	9.64	9.91	0.26
	7.11	9.62	9.89	0.26
SEZ_21	7.00	9.60	9.86	0.26
SEZ_22	6.00	5.03	8.51	1.41

NODO	SEZ	WS	EG	Fr
[-]	[-]	[m]	[m]	[-]
	5.6667*	4.15	7.63	1.63
	5.3333*	3.26	6.75	2.00
SEZ_23	5.00	2.40	5.89	2.78
SEZ_24	4.00	2.24	5.49	3.11
SEZ_24-1	3.00	2.29	5.08	2.77
SEZ_25	2.00	2.35	4.57	2.36
	1.5000*	2.39	4.22	2.04
SEZ_26	1.00	2.42	3.94	1.77
SEZ_27	0.86	0.39	2.81	6.91
	0.85444*	0.39	1.88	4.80
	0.84889*	0.38	1.41	3.64
	0.84333*	0.37	1.14	2.92
	0.83778*	0.78	0.84	0.46
	0.83222*	0.78	0.84	0.43
	0.82667*	0.78	0.83	0.40
	0.82111*	0.78	0.83	0.37
	0.81556*	0.78	0.83	0.34
SEZ_27-9	0.81	0.79	0.83	0.32
SEZ_28	0.80	0.78	0.83	0.32
	0.78571*	0.79	0.82	0.30
	0.77143*	0.79	0.82	0.29
	0.75714*	0.79	0.82	0.27
	0.74286*	0.79	0.82	0.26
	0.72857*	0.79	0.82	0.25
	0.71429*	0.79	0.82	0.24
SEZ_29	0.70	0.79	0.81	0.23
SEZ_29-1	0.69	0.79	0.81	0.21
	0.67857*	0.79	0.81	0.19
	0.66714*	0.79	0.81	0.18
	0.65571*	0.79	0.81	0.16
	0.64429*	0.80	0.81	0.15
	0.63286*	0.80	0.81	0.14
	0.62143*	0.80	0.81	0.13
SEZ_29-9	0.61	0.80	0.81	0.12
SEZ_30	0.60	0.80	0.81	0.12
	0.58000*	0.80	0.81	0.11
	0.56000*	0.80	0.81	0.10
	0.54000*	0.80	0.81	0.09
	0.52000*	0.80	0.81	0.08
SEZ_31	0.50	0.80	0.81	0.08

NODE/SEZ Sezione trasversale
 WS Livello della superficie libera/piezometrica
 EG Livello del carico totale
 Fr Numero di Froude della corrente

Tabella 10 – STATO DI FATTO – Rio Grillè – Evento con tempo di ritorno T=50[anni]

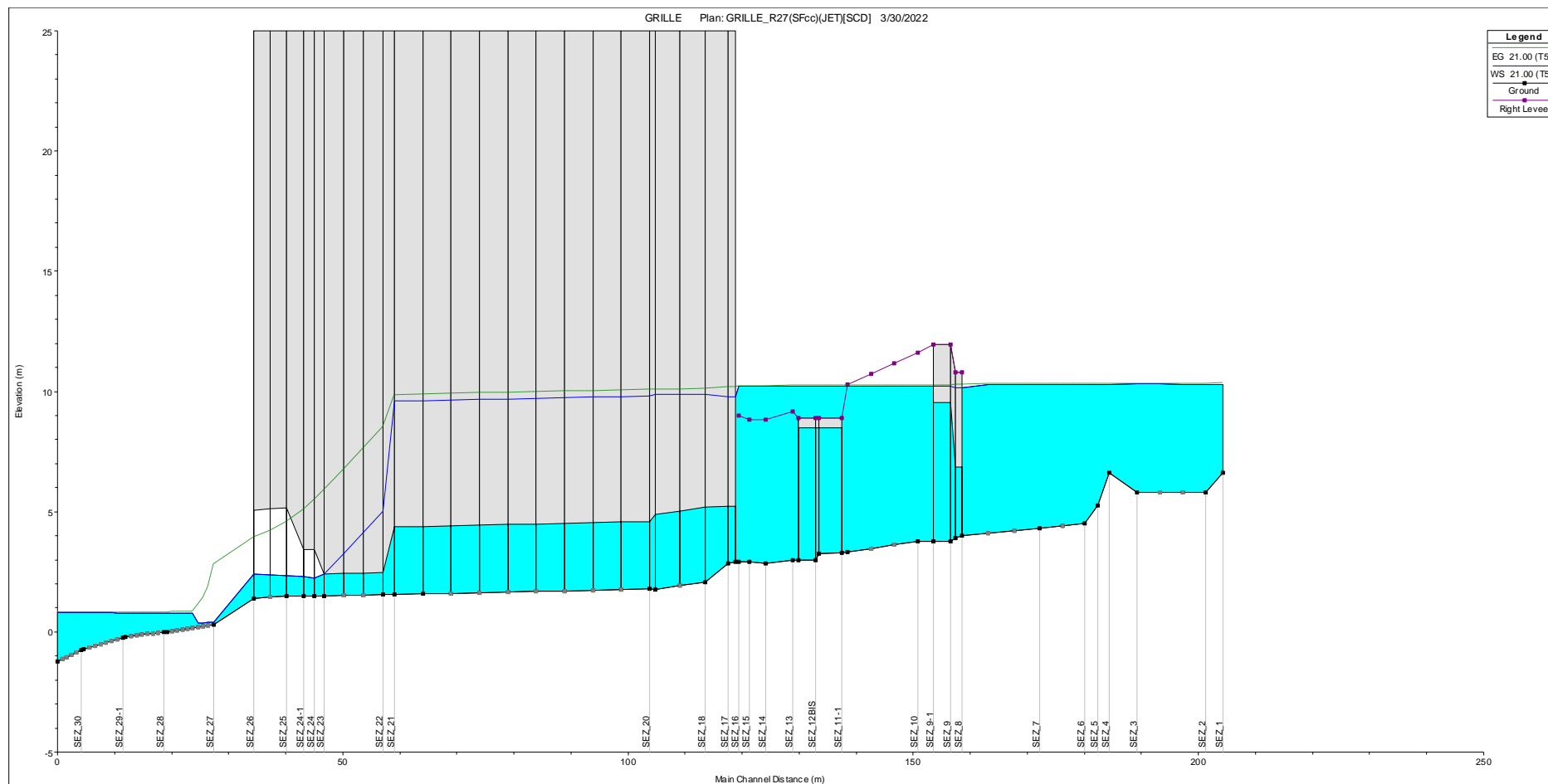


Figura 40 – STATO DI FATTO – Rio Grille – Evento con tempo di ritorno T=50[anni]

Considerati i risultati delle analisi si ritiene opportuno non valutare eventi con tempo di ritorno superiore alla cinquantennale per la definizione dello stato di fatto.

Il repentino incremento dei livelli a monte della copertura, per effetto del moto in pressione, rende priva di senso la valutazione delle quote del pelo libero in quanto la corrente, superate le soglie arginali in sponda destra, tenderà a riversarsi copiosamente su via Loano, alterando la dinamica stazionaria monodimensionale e rendendo necessaria la valutazione dettagliata delle fasce di inondabilità con un modello non stazionario bidimensionale, che esula dallo scopo della presente Relazione Specialistica.

È agevole dimostrare come, infatti, l'esonazione su via Loano riesca, in brevissimo tempo, a ridurre l'incremento di portata entrante nella tombinatura.

In primo luogo è possibile ricavare la scala di deflusso nella sezione appena a monte della copertura, governata dal regime in pressione all'interno della tombinatura, funzione della portata defluente Q_T e riportata in Figura 41.

Risulta evidente come la portata con tempo di ritorno duecentennale pari a $Q=31[m^3/s]$, per transitare in pressione all'interno della copertura, necessiterebbe di una quota di carico a monte di essa pari a circa $z_{W(T=200)}=+19.51[m]$, ossia un livello della corrente circa $10[m]$ superiore alla quota delle arginature.

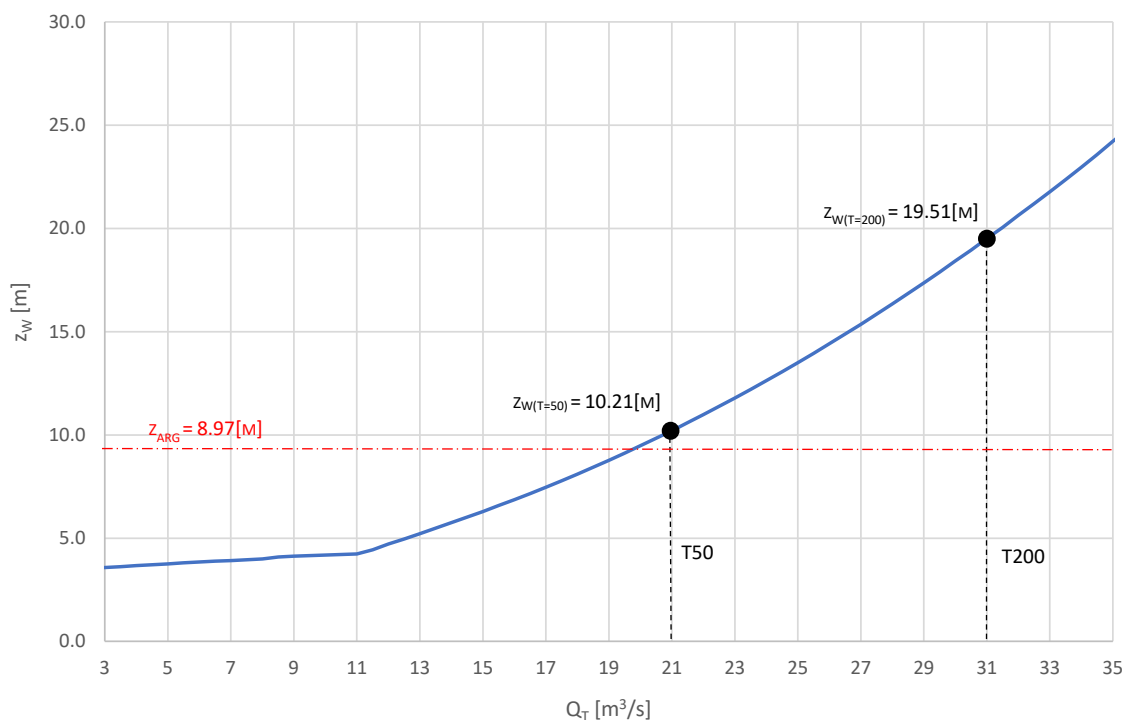


Figura 41 – Scala di deflusso per l'imbocco della copertura di Piazza Lido

Data l'evidente impossibilità di tale scenario a causa della relativa fuoriuscita delle acque dalle sponde laterali è agevole quantificare l'esondazione in forma semplificata per stimare quale può essere, in realtà, l'effettiva portata transitante al di sotto di Piazza Lido.

Non considerando, a favor di sicurezza, il tratto protetto a monte dell'attraversamento pedonale, il rio Grillè all'imbocco della copertura risulta essere presidiato, in sponda destra, da un semplice parapetto in cemento armato di estensione pari a circa $L=10.0[m]$, come riportato nella sottostante Figura 42.

La portata esondante lateralmente Q_w può essere valutata attraverso la classica formulazione dello stramazzo, indicata di seguito:

$$Q_w = C_w L h_w^{\frac{3}{2}}$$

in cui:

- Q_w portata uscente dallo stramazzo
- L lunghezza dello stramazzo
- c_w coefficiente di portata
- h_w carico sullo stramazzo pari a $z_w(Q)-Z_{ARG}$
- $z_w(Q)$ quota del pelo libero a monte della copertura
- Z_{ARG} quota arginale



Figura 42 – Argine destro del rio Grillè appena a monte della tombinatura

In funzione della portata in arrivo da monte Q , è possibile determinare la quota a monte della tombinatura z_w , valutare il carico sullo stramazzo h_w ipotizzando un pelo libero orizzontale e risolvere iterativamente sino a convergenza.

A favor di sicurezza, al fine di massimizzare la portata entrante nella copertura, il sistema è stato risolto ipotizzando una lunghezza di stramazzo $L=3.0[m]$, pari a circa un terzo di quella disponibile, nonché un coefficiente di portata significativamente ridotto $c_w=0.5[-]$.

A titolo esemplificativo il parametro per lo stramazzo in soglia lunga è pari a $c_{wSL}=1.705[-]$, all'incirca più di tre volte quello considerato, a favor di sicurezza.

Anche in questo scenario fortemente conservativo, riportato in Figura 43, è possibile osservare come la portata in ingresso nella tombinatura per un evento come tempo di ritorno pari a $T=200[anni]$ non riesca a superare un valore pari a $Q_{T200}=23.2[m^3/s]$.

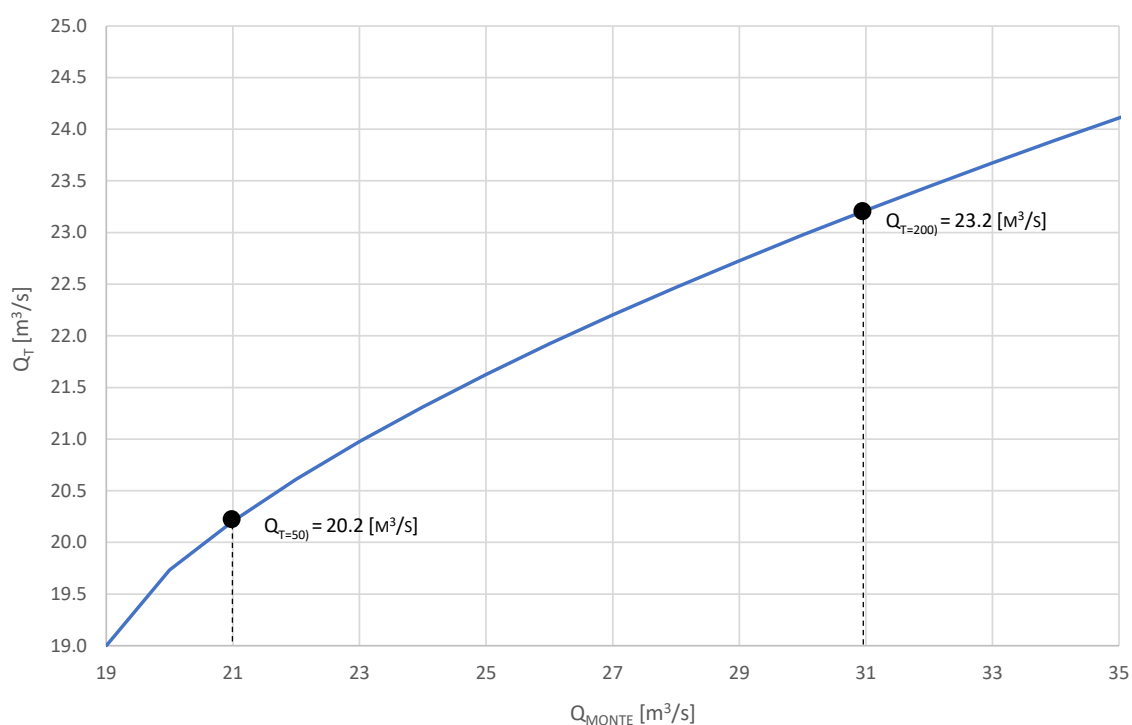


Figura 43 – Effettiva portata entrante nella tombinatura Q_T

Tutto ciò premesso, pertanto, nella definizione dello stato di fatto, appare sensato non proseguire le classiche analisi stazionarie per la determinazione dei profili di rigurgito per eventi superiori a quello cinquantennale.

Per concludere le analisi della configurazione attuale, nel capitolo successivo si procederà con la valutazione della sicurezza in forma aggregata con la metodologia proposta dal Dipartimento DICCA dell'Università di Genova all'interno del Progetto Europeo RISQ'EAU.

Considerato, inoltre, che il tratto a valle della SEZ.22 costituisce, di fatto, uno sbocco non regolato sulla battigia e che il tratto tombinato presenta luci libere in alcuni casi inferiori allo stesso franco idraulico, le valutazioni della sicurezza idraulica saranno limitate al tratto a monte della copertura, come indicato in dettaglio nei paragrafi successivi.

3.6. DEFINIZIONE DEI LIVELLI DI SICUREZZA IDRAULICA

Per valutare globalmente, in forma aggregata, il livello di sicurezza idraulica del tratto oggetto di studio e poter confrontare in modo congruo, coerente e sintetico differenti scenari progettuali o calamitosi, si è utilizzato l'approccio metodologico definito nel PROGETTO EUROPEO DICCA-RISQ'EAU(2019-2020), elaborato dal Dipartimento DICCA dell'Università di Genova, descritto brevemente di seguito e al quale si rimanda per ogni approfondimento. Nella valutazione della sicurezza idraulica di un tratto di alveo, il concetto di *franco idraulico* assume un'importanza fondamentale per la successiva definizione delle soglie di rischio. Il *franco* rappresenta implicitamente il concetto di *sicurezza idraulica*, in quanto costituisce la misura oggettiva che si intende attribuire all'assenza di rischio di esondazione. Le Amministrazioni competenti e le Autorità di Gestione del Territorio, in generale, possono identificare diverse tipologie e/o misure del franco idraulico in funzione dello stato della corrente e delle strutture interferenti e/o di contenimento. Il Piano di Bacino indica come franco da adottare nelle progettazioni idrauliche, ossia come distanza tra la minima quota arginale e la superficie libera, il valore maggiore tra i seguenti:

		FRANCO IDRAULICO [cm]	
		RETICOLO PRINCIPALE E SECONDARIO	RETICOLO DI TERZO LIVELLO O MINORE
(a)	Tutte le tipologie	$U^2/2g$	$0.5U^2/2g$
(b)	Argini e difese spondali	50/100	50
	Ponti e strutture di attraversamento fino a estensioni longitudinali di 12[m]	100/150	75
	Coperture o tombature, ponti e strutture di attraversamento di estensione longitudinale oltre 12[m]	150/200	100

- $U^2/2g$ rappresenta il carico cinetico della corrente con velocità media U
- I valori estremi per il reticolo principale e secondario corrispondono rispettivamente a bacini poco dissestati con previsione di modesto trasporto solido e a bacini molto dissestati con previsione di forte trasporto solido in caso di piena

Ad esso si aggiunge, per quanto concerne i ponti e gli attraversamenti, l'ulteriore franco pari a $f=1.50[m]$ su tutta la luce, sino ai 40[m], definito dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni [400].

Le considerazioni basate sul confronto tra la quota della superficie libera e la minima quota arginale (b) risultano essere piuttosto intuitive. Al contrario, il confronto con il carico cinetico (a), ossia con la velocità della corrente, è dovuta ai possibili meccanismi che potrebbero innescarsi nella corrente, generati da qualunque ostacolo presente in alveo. Se l'ostruzione risulta essere possibile, plausibile e congruente con la geometria del sito, una corrente dotata di elevati carichi cinetici, potrebbe generare repentini innalzamenti della superficie libera. Il carico cinetico rappresenta una stima coerente di questo fenomeno.

Tutto ciò premesso, il rio Grillè è stato identificato come facente parte del reticolo idrografico di *secondo livello* e appartenente ad un bacino nel complesso *poco dissestato*, come riportato in dettaglio al paragrafo §3.1.

In conformità alle attuali Normative [20][400], pertanto, il franco idraulico di sicurezza f non deve essere inferiore ai seguenti valori:

$f \geq \max (f_{EG} = \frac{U^2}{2g}, f_{WS} = 50[cm])$	TRATTO A PELO LIBERO
$f \geq \max (f_{EG} = \frac{U^2}{2g}, f_{WS} = 150[cm])$	TRATTO TOMBINATO
$f \geq \max (f_{EG} = \frac{U^2}{2g}, f_{WS} = 150[cm])$	ATTRAVERSAMENTI (NTC2018)

in cui:

- $U^2/2g$ rappresenta il carico cinetico della corrente

In questa fase, per quanto concerne l'attraversamento esistente di via G.Caldesi, data la forma ad arco spiccante direttamente dal fondo alveo, si utilizza una quota di riferimento per il calcolo del franco pari a $z=+6.15[m]$.

3.6.1. DEFINIZIONE DELLE SOGLIE

Una volta definito un criterio congruente per la valutazione del franco idraulico è possibile procedere con la stima degli indicatori delle soglie di attenzione/allarme proposti dall'approccio DICCA-RISQ'EAU.

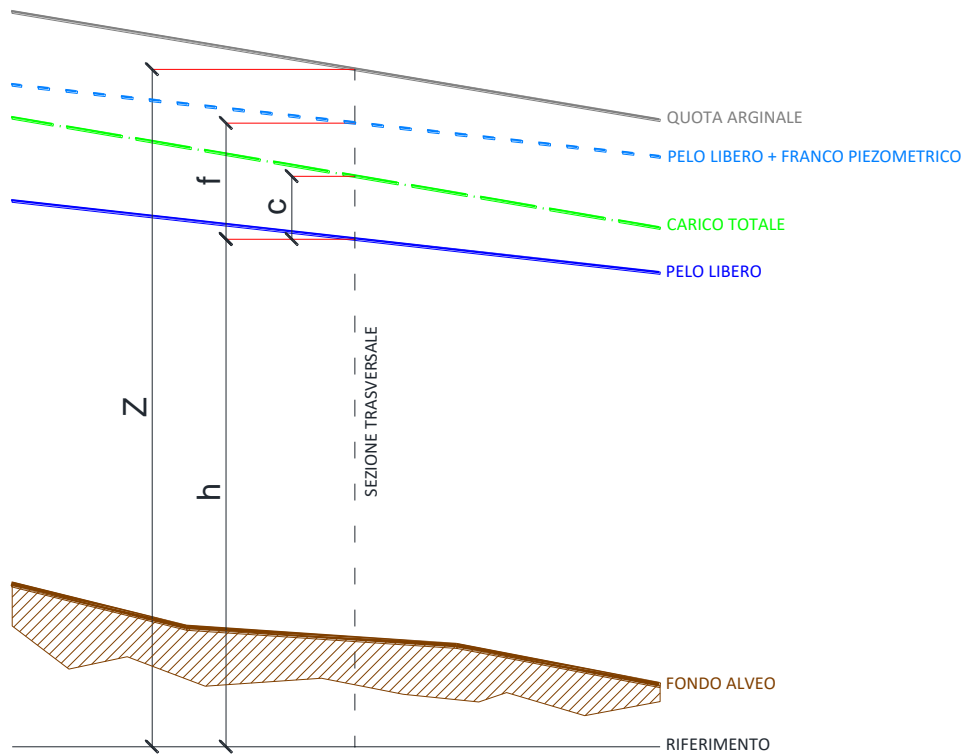


Figura 44 – Schema dei parametri (profilo longitudinale)

Facendo riferimento alla Figura 44 e alla Figura 45, in ogni generica sezione (i) del corso d'acqua, è possibile definire la seguente quantità:

$$a_i = h_i(Q) + f_i - Z_i = a_i(Q)$$

in cui:

- h_i carico piezometrico, funzione della portata transitante Q
- f_i franco di sicurezza
- Z_i quota della sommità arginale

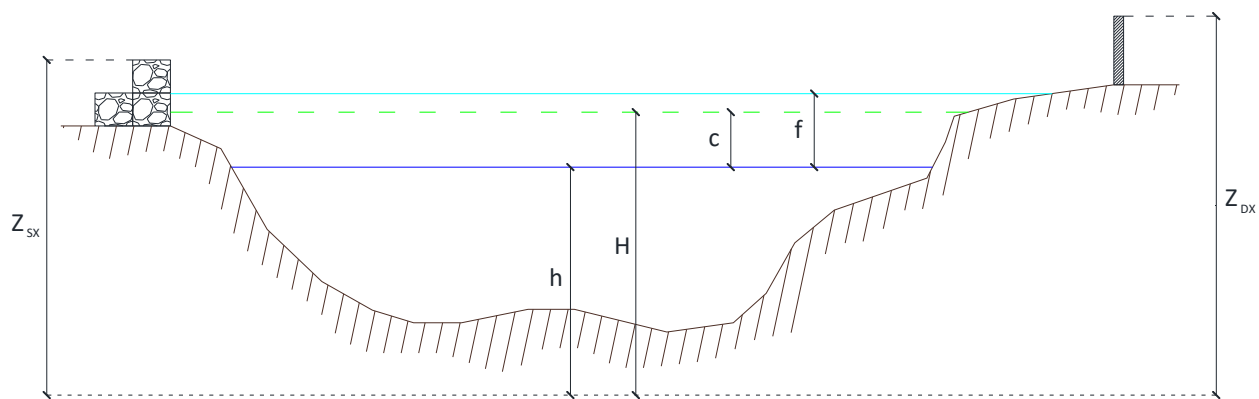


Figura 45 – Schema dei parametri (sezione trasversale)

È immediato verificare il comportamento di tale quantità, definita localmente dal profilo di rigurgito stazionario a fondo fisso, al variare della portata:

- per piccole portate a_i è negativa;
- per un determinato valore di portata Q_1 il parametro a_i assume un valore nullo; questa situazione corrisponde ad una distanza tra la superficie libera e la quota arginale pari al valore del franco;
- per valori di portata $Q > Q_1$ il parametro a_i assume valori positivi;
- per un determinato valore di portata Q_2 il parametro a_i risulta pari al franco di sicurezza f_i ; questa situazione corrisponde ad una quota della superficie libera esattamente uguale alla sommità arginale e, quindi, a condizioni di incipiente esondazione, in cui ovviamente:

$$h_i(Q_2) - Z_i = 0$$

- per valori di portata $Q > Q_2$ il corso d'acqua esonda;

In analogia con la definizione precedente, è possibile costruire anche un nuovo parametro:

$$b_i = h_i(Q) + c_i(Q) - Z_i = H_i(Q) - Z_i = b_i(Q)$$

in cui:

- c_i carico cinetico, funzione della portata transitante Q
- H_i carico totale, funzione della portata transitante Q

Il comportamento della quantità b_i al variare della portata è del tutto simile a quello della quantità a_i , sostituendo il franco f_i (indipendente dalla portata) con il carico cinetico c_i (dipendente dalla portata). In termini delle due grandezze a_i e b_i , nella sezione i -esima, il criterio locale di progetto definito dai vigenti Piani di Bacino liguri si riduce alla verifica dell'equazione seguente, per la portata con tempo di ritorno duecentennale:

$$\max[a_i(Q_{200}), b_i(Q_{200})] \leq 0$$

Al contrario l'incipiente esondazione per la generica portata Q è individuata dalla condizione:

$$a_i(Q) = f_i$$

$$b_i(Q) = c_i(Q)$$

Ovviamente, i coefficienti a_i e b_i sono considerati separatamente sui due livelli arginali destro e sinistro.

Dopo aver costruito i parametri dimensionali a_i e b_i per ogni portata e in ogni sezione, risulta evidente, quindi, come sia possibile ricavare agevolmente un indicatore aggregato che possa essere utilizzato per definire le soglie di attenzione/allarme. Adimensionalizzando opportunamente i precedenti parametri e valutandone il valore massimo tra tutte le sezioni del tratto oggetto di studio, si può ottenere un nuovo set di grandezze adimensionali aggregate:

$$\alpha(Q) = \max \left[\frac{a_i(Q)}{f_i} \right]$$

$$\beta(Q) = \max \left[\frac{b_i(Q)}{c_i(Q)} \right]$$

dove il massimo viene considerato tra tutte le sezioni i -esime che compongono il tratto del corso d'acqua oggetto di studio. Quindi, nella valutazione delle predette soglie, viene fatto implicito riferimento alla sezione più critica. L'andamento delle funzioni $\alpha(Q)$ e $\beta(Q)$ è del tutto simile a quello delle funzioni a_i e b_i .

Il criterio di verifica idraulica del tratto per la portata duecentennale, secondo i criteri del Piano di Bacino[20], diviene semplicemente:

$$\max[\alpha(Q_{200}), \beta(Q_{200})] \leq 0$$

La condizione di incipiente esondazione (relativa alla sezione più critica) diviene:

$$\alpha(Q) = 1 \quad \beta(Q) = 1$$

In generale, le funzioni $\alpha(Q)$ e $\beta(Q)$ sono funzioni crescenti della portata defluente nel tratto.

Esse assumono valori negativi in condizioni di sicurezza, ossia quando la portata transita con tutti i franchi superiori al valore di riferimento.

Attraverso tali indicatori è immediato definire due valori di soglia corrispondenti, rispettivamente, ad un **livello di attenzione** (perdita del franco idraulico o del carico cinetico) e ad un **livello di allarme** (esondazione).

$$\begin{array}{ll} \max[\alpha(Q_1), \beta(Q_1)] = 0 & \text{ATTENZIONE} \\ \alpha(Q_2) = 1 \quad \beta(Q_2) = 1 & \text{ALLARME} \end{array}$$

In termini descrittivi il criterio può essere così espresso:

- **SOGLIA DI ATTENZIONE** - La soglia di attenzione è identificata attraverso quel valore di portata Q_1 a cui corrisponde, nella sezione più critica del tratto di corso d'acqua considerato, il raggiungimento di condizioni limite di sicurezza e, quindi, l'annullarsi del maggiore tra i due indicatori α e β ;
- **SOGLIA DI ALLARME** - La soglia di allarme è identificata attraverso quel valore di portata Q_2 a cui corrisponde, nella sezione più critica del tratto di corso d'acqua considerato, il raggiungimento delle condizioni di incipiente esondazione e, quindi, un valore unitario dei coefficienti α e β ;

Come può osservarsi, la SOGLIA DI ATTENZIONE corrisponde al criterio più cautelativo, poiché al superamento di questo valore di soglia corrisponde un rischio di esondazione non nullo e questa situazione deve includere anche il caso di un potenziale innalzamento della superficie libera associato ad un elevato carico cinetico della corrente.

Risulta evidente come la SOGLIA DI ATTENZIONE, se verificata per la portata duecentennale, corrisponda al criterio di sicurezza imposto dal vigente Piano di Bacino[20].

Al contrario, per la definizione della SOGLIA DI ALLARME si è fatto riferimento alle condizioni di effettiva incipiente esondazione.

Il descritto approccio metodologico presenta l'evidente vantaggio di poter fornire, in forma aggregata, una sintesi del livello di sicurezza per l'intero tratto oggetto di studio, permettendo il rapido e veloce confronto di differenti alternative di intervento o di diversi scenari calamitosi.

3.6.2. RISULTATI

Le analisi relative alla valutazione della sicurezza evidenziano quanto già asserito nei paragrafi precedenti.

In Figura 49 sono riportati i risultati aggregati per il rio Grillè limitatamente al tratto a monte della tombinatura.

Dal grafico appare evidente come il parametro α risulti essere, in generale, sempre maggiore di β , indicando come la valutazione della sicurezza sia governata dal franco valutato nei confronti del pelo libero e non dal carico cinetico, aspetto comprensibile data la natura subcritica della corrente a monte della copertura in pressione. È interessante notare come il parametro β , per portate comprese tra $12.0 \leq Q \leq 15.0 [m^3/s]$, presenti un comportamento non monotono, indice del transito del risalto idraulico all'interno della sezione di controllo rappresentata dal pontino in via Caldesi, come schematizzato in Figura 46.

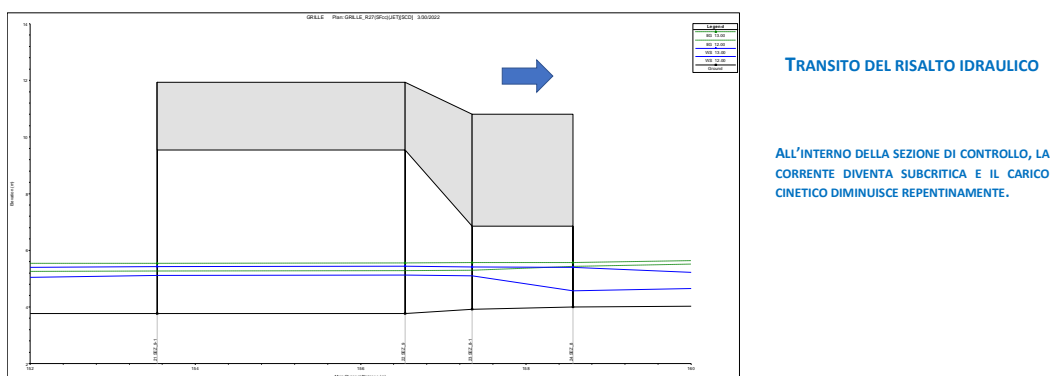


Figura 46 – Transito del risalto idraulico e discontinuità nel parametro cinetico β

Il fattore α tende a crescere gradualmente sino ad annullarsi per un valore della portata pari all'incirca a $Q=12.0 [m^3/s]$, corrispondente ad un tempo di ritorno $T \approx 12 [anni]$, per il quale nei pressi del pontino di via Caldesi si azzerava il franco, come indicato in Figura 47. Per portate di poco superiori la copertura di piazza Lido entra completamente in pressione e il livello a monte si innalza repentinamente.

Per una portata pari a $Q=19.5 [m^3/s]$, corrispondente ad un tempo di ritorno $T \approx 40 [anni]$, il livello del pelo libero supera la testa arginale e la corrente comincia a riversarsi in sponda destra su via Loano, come riportato in Figura 48. Per portate ancora superiori i valori dei parametri α e β crescono significativamente e superano abbondantemente l'unità.

Terminate le analisi di valutazione del rischio, per il rio Grillè nel tratto a monte della tombinatura, è possibile stimare una SOGLIA DI ATTENZIONE pari ad una portata in alveo pari a $Q=12.0 [m^3/s]$ per la quale si annulla il franco sul pelo libero e una SOGLIA DI ALLARME pari ad una portata in alveo pari a $Q=19.5 [m^3/s]$ per la quale si presente esondazione diretta su via Loano.

Come precedentemente descritto, inoltre, appare evidente come, per portate superiori alla soglia di allarme, entrambi gli indicatori tendano a crescere esponenzialmente, sottolineando la necessità di ricorrere ad approcci più sofisticati che tengano conto della riduzione della portata al di sotto della tombinatura per effetto dell'esondazione per valutare scenari superiori alla cinquantennale.

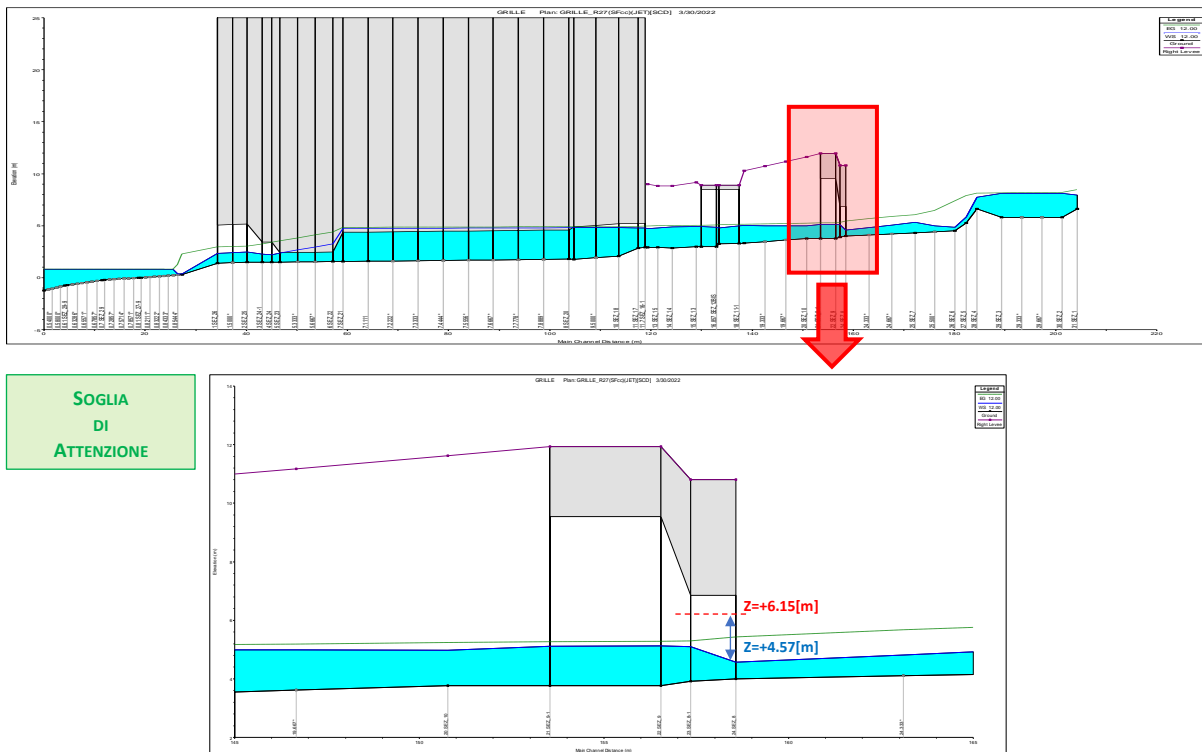


Figura 47 – SOGLIA DI ATTENZIONE – Rio Grille – Tratto a monte della copertura – Portata in alveo $Q=12.0\text{[m}^3\text{/s]}$

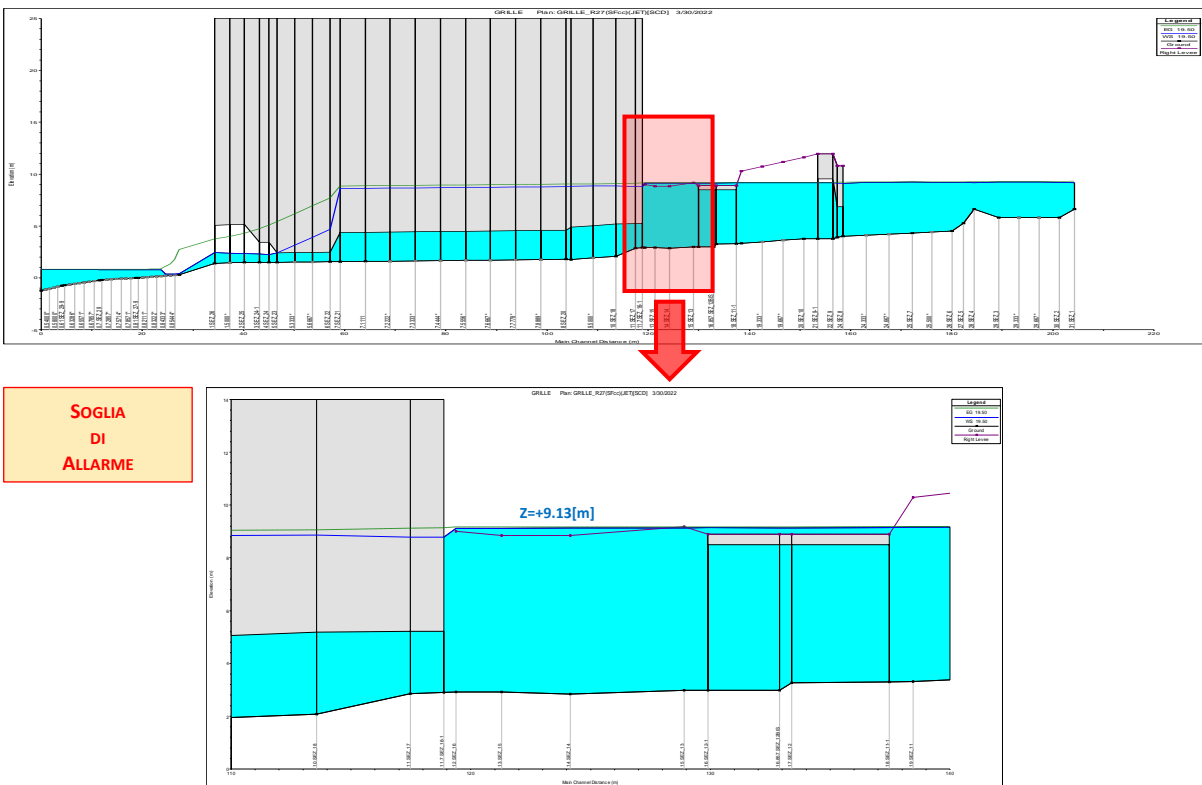


Figura 48 – SOGLIA DI ALLARME – Rio Grille – Tratto a monte della copertura – Portata in alveo $Q=19.5\text{[m}^3\text{/s]}$

SOGLIA DI ATTENZIONE E DI ALLARME

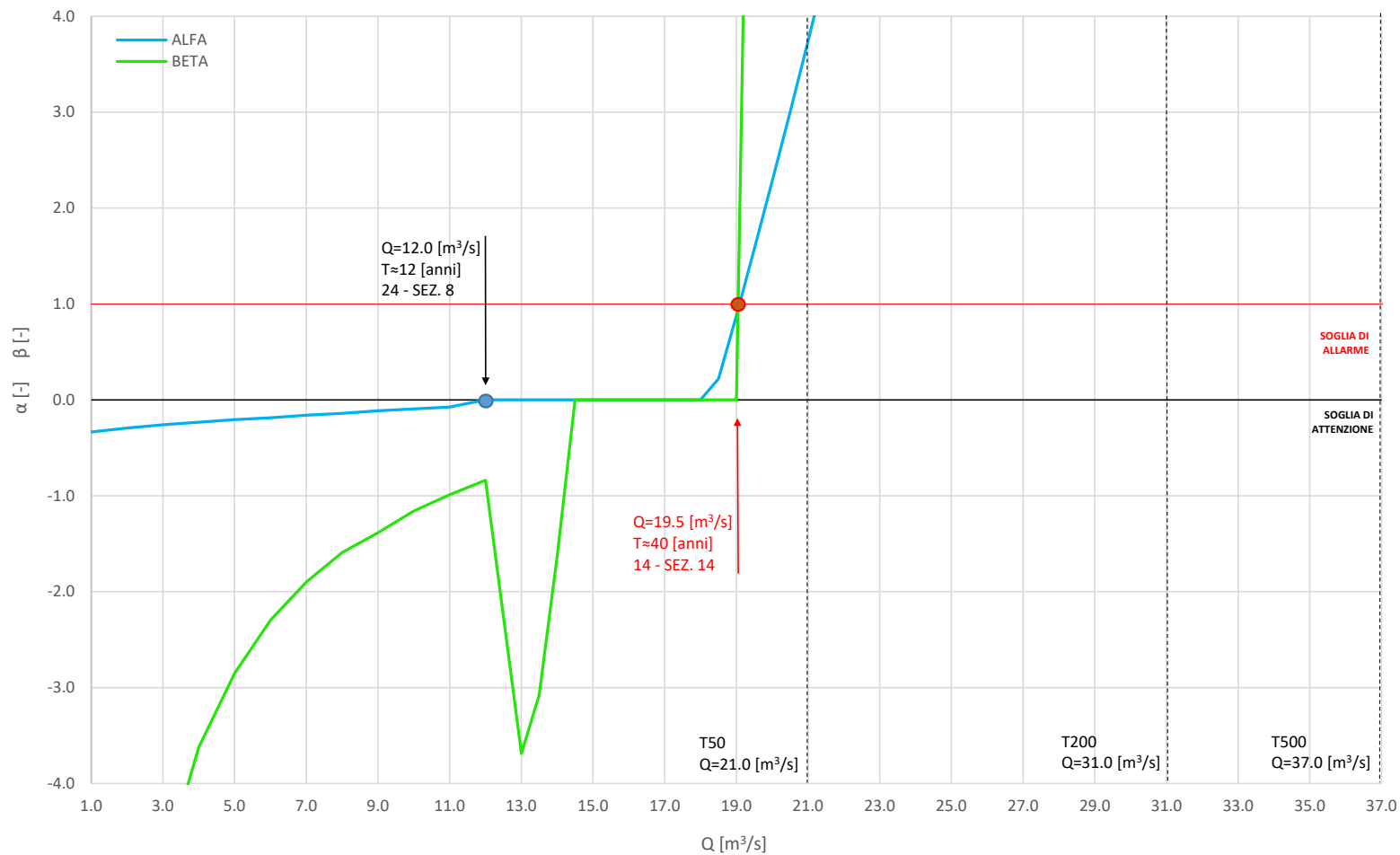


Figura 49 – STATO DI FATTO – Rio Grillè – Tratto a monte della copertura

4. REGOLARIZZAZIONE DELLO SBOCCO A MARE

La configurazione di progetto relativa alla regolarizzazione dello sbocco a mare consiste, essenzialmente, nella realizzazione di una vasca di sedimentazione a valle della sezione SEZ.26, in uscita dalla tombinatura, per mezzo di un salto di fondo stabilizzato di altezza pari a +1.40[m] rispetto al livello +0.00[m] del medio mare.

La natura supercritica della corrente in uscita dalla tombinatura, nonché la presenza del salto di fondo, sono entrambe caratteristiche di per sé sufficienti a garantire la disconnessione idraulica della soluzione tra lo sbocco in vasca e il tratto a monte, garantendo la completa non-influenza delle operazioni progettuali sullo stato di fatto della corrente.

La vasca di sedimentazione presenta una larghezza della camera pari a $b=11.0$ [m] e una profondità pari a -1.50 [m] rispetto al livello di riferimento del medio mare, come schematizzato in Figura 50.

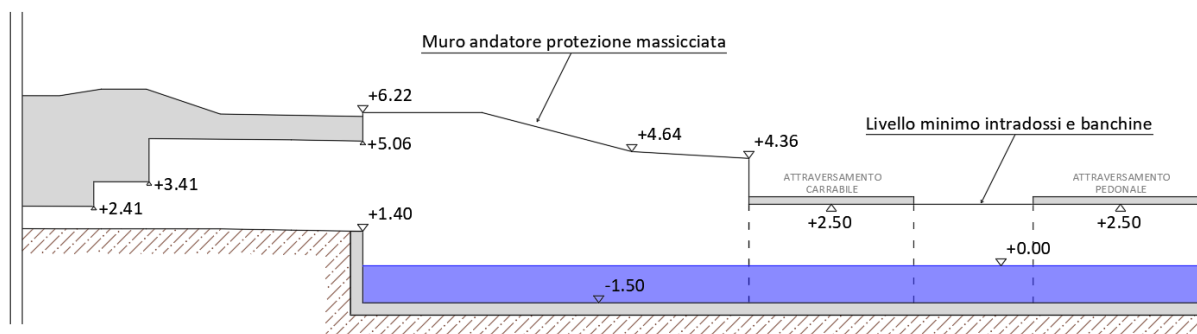


Figura 50 – REGOLARIZZAZIONE SBOCCO A MARE – Schema della vasca di sedimentazione

Ai lati della vasca sono altresì presenti dei muri andatori per contenere la massiciata di protezione ferroviaria, sino ad incontrare un primo attraversamento carrabile. Poco più a valle è presente un secondo attraversamento pedonale. L'intradosso dei due ponti, misurato su tutta la luce, presenta ovunque una quota minima superiore a +2.50[m], verificando il franco di +1.50[m] nei confronti del libero nonché contenendo ampiamente il carico totale, come da prescrizioni della vigente Normativa[20][400]. Le banchine, nel tratto compreso tra i due attraversamenti, ulteriormente, presentano parapetti superiori alla quota minima di +2.50[m], descritta in precedenza.

Un estratto delle tavole progettuali è riportato in Figura 51 e Figura 52.

Planimetria

Ponte Rio Sacchi - Grillè

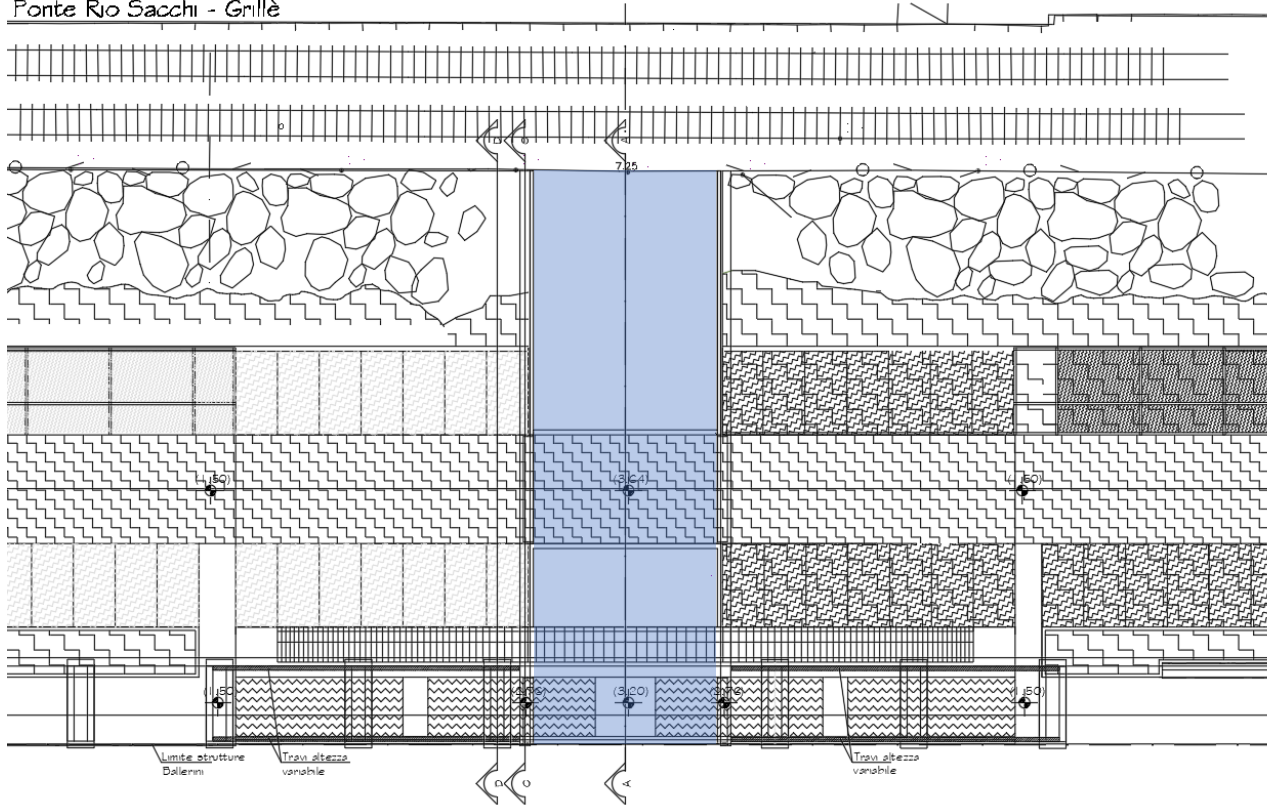
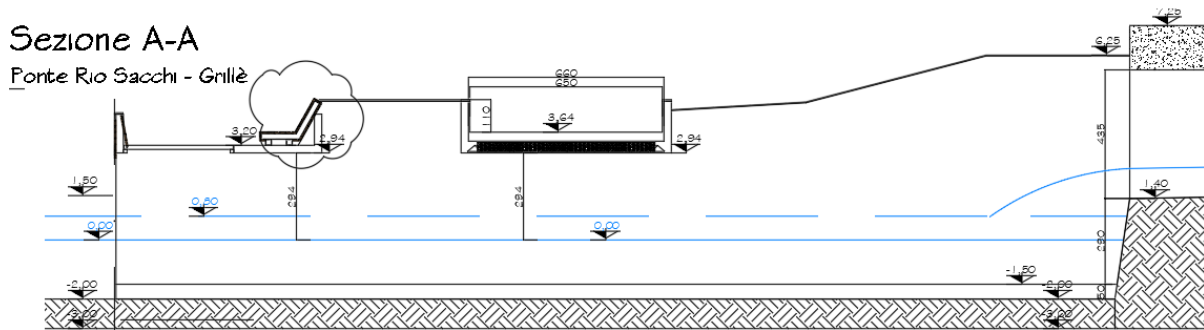


Figura 51 – REGOLARIZZAZIONE SBOCCO A MARE – Estratto della planimetria di progetto strutturale

Sezione A-A

Ponte Rio Sacchi - Grillè



Sezione C-C

Ponte Rio Sacchi - Grillè

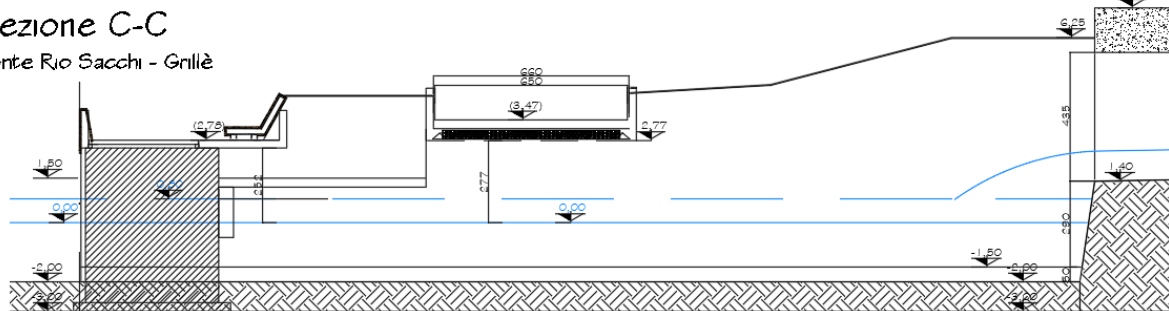


Figura 52 – REGOLARIZZAZIONE SBOCCO A MARE – Estratto delle sezioni di progetto strutturali

La regolarizzazione dello sbocco di foce del rio Grillè, come precedentemente descritto, non influenza l'idrodinamica della soluzione a monte della SEZ.26 e, altresì, consolida e stabilizza la forma delle sezioni relative all'immissione del corso d'acqua nello specchio acqueo, ad oggi non presidiate da arginature e, quindi, soggette e modificate dall'azione del moto ondoso.

Ulteriormente, la presenza della vasca di sedimentazione permette l'accumulo controllato dei sedimenti in arrivo dal rio Grillè, sia durante gli eventi calamitosi, sia durante gli scenari morfologici, favorendo le conseguenti operazioni di manutenzione ordinaria/straordinaria e svuotamento.

Il fondo in cemento armato, regolarizzando e stabilizzando la sezione, permette anche la possibilità di accesso alla camera per mezzi d'opera di stazza e peso significativo, in aggiunta alle classiche operazioni via mare.

A favor di sicurezza, in accordo con le Normative Regionali e di Piano di Bacino[20], la vasca sarà oggetto di controllo ed eventuale svuotamento/manutenzione almeno due volte l'anno e, comunque, dopo ogni evento ritenuto significativo.

La soluzione progettuale proposta è stata successivamente verificata nei confronti dell'evento di progetto duecentennale (§3.1) trascurando, a favor di sicurezza, tutte le considerazioni effettuate (§3.5) in relazione all'attendibilità del carico a monte della copertura.

Il livello del pelo libero nella sezione di imbocco della tombinatura utilizzato nelle verifiche, pertanto, è stato assunto considerando l'intera portata duecentennale $Q_{T=200}=31[m^3/s]$ defluente nella galleria, con il relativo livello del pelo libero a monte di essa, pari a $Z_{WS T=200}=19.52[m]$, all'incirca una decina di metri superiore alla quota arginale, trascurando, conservativamente, la significativa esondazione in sponda destra.

Ulteriormente, dopo aver valutato una plausibile configurazione di equilibrio morfodinamico (§4.4), le verifiche idrauliche sono altresì state effettuate considerando una configurazione del fondo a lungo termine in assenza di manutenzione della vasca di manutenzione.

4.1. VERIFICA IDRAULICA A BREVE TERMINE

Come descritto in precedenza al paragrafo §4, la regolarizzazione progettuale dello sbocco a mare del rio Grillè è stata verificata per l'evento con tempo di ritorno duecentennale ipotizzando, a favor di sicurezza, che la totalità della portata possa penetrare all'interno della tombinatura trascurando la significativa esondazione che si verificherà in sponda destra, al di sopra di via Loano.

In Figura 53 è riportata una schematizzazione dell'intero profilo di rigurgito per l'evento duecentennale, con dettaglio della configurazione di sbocco nella vasca di sedimentazione indicato in Figura 54.

La corrente veloce in uscita dalla galleria della tombinatura genera un getto liquido sulla testa del salto.

Stimata la velocità in uscita, funzione nota della sezione e della velocità, è possibile valutare, attraverso le equazioni dei getti, la massima distanza d'arrivo.

A favor di sicurezza, per l'evento con tempo di ritorno $T=500$ [anni] è possibile stimare una massima gittata della sezione liquida pari all'incirca a $L=9.8$ [m], ampiamente compatibile con la distanza della prima struttura, costituita dal pontino carrabile, pari a $d=15.7$ [m].

Il livello della condizione al contorno a mare è stato imposto pari a $z=+0.80$ [m], come da Analisi Meteomarina, considerando l'agitazione interna al bacino e tutti gli effetti avversi previsti durante l'evento duecentennale.

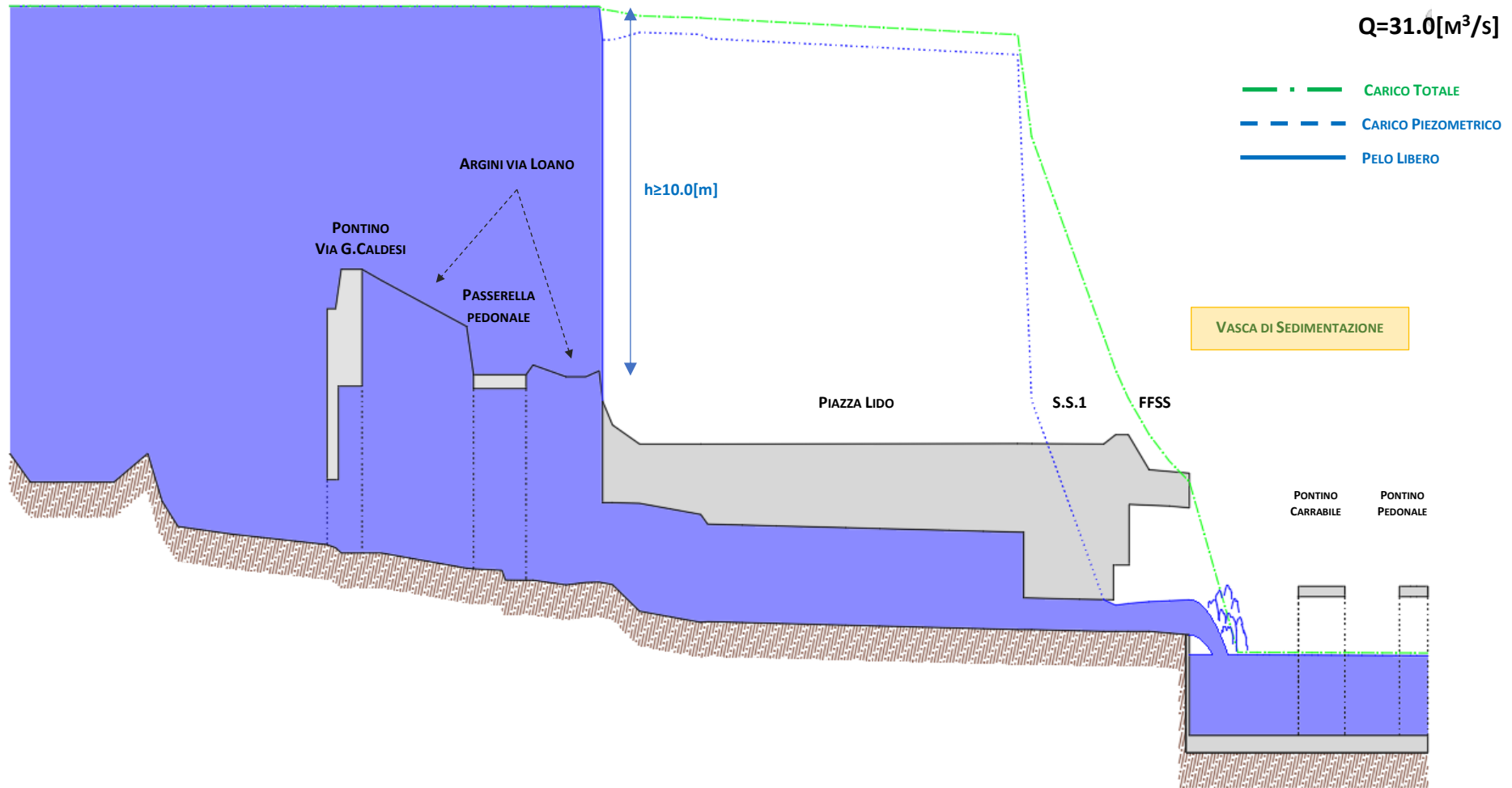


Figura 53 – STATO DI PROGETTO – BREVE TERMINE – Evento T=200[anni] – Portata defluente Q=31.0[m³/s] (Scala verticale deformata)

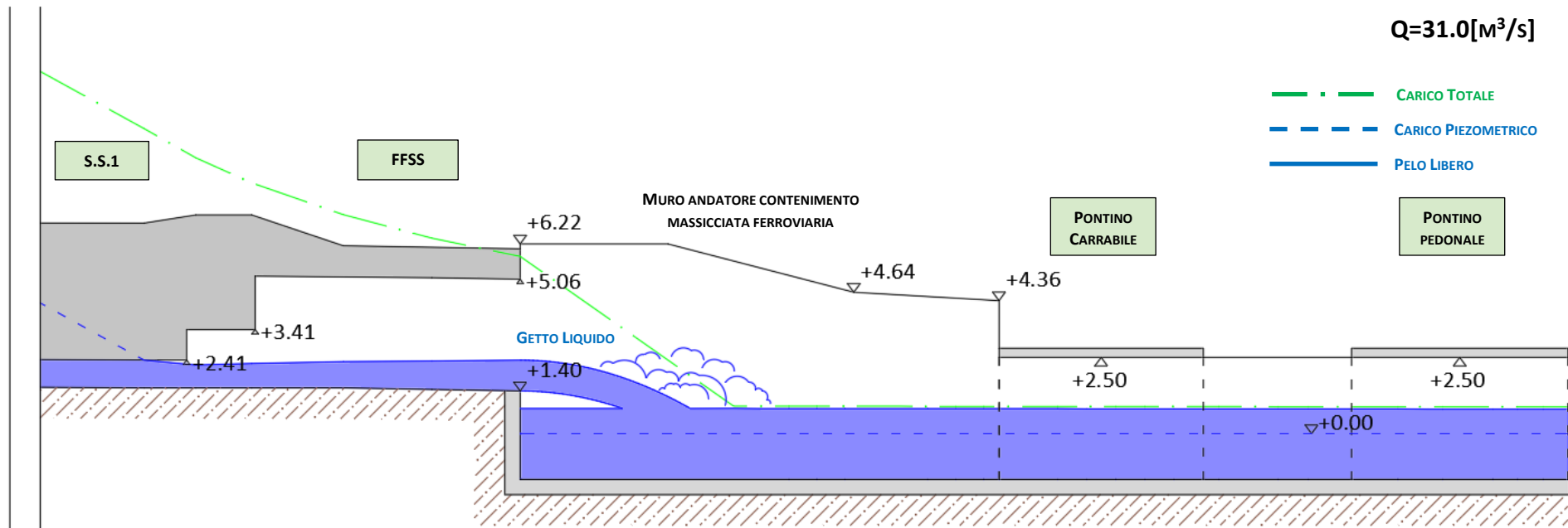


Figura 54 – STATO DI PROGETTO – BREVE TERMINE – Evento T=200[anni] – Portata defluente Q=31.0[m³/s] – Dettaglio vasca di sedimentazione

Come riportato in Figura 55 e in Tabella 11, le verifiche idrauliche relative alla vigente Normativa[20][400] risultano ampiamente soddisfatte. Il significativo carico cinetico in uscita dalla tombinatura è contenuto dai muri andatori realizzati per contenere la massicciata ferroviaria sino alla sua quasi completa dissipazione nel bacino di sedimentazione.

Nelle sezioni corrispondenti ai due attraversamenti, come riportato in Figura 56 e in Figura 57, il franco relativo al pelo libero $f=+1.50[m]$ è ampiamente verificato per tutta la luce delle passerelle, pari ad $L=11.0[m]$, analogamente al carico cinetico.

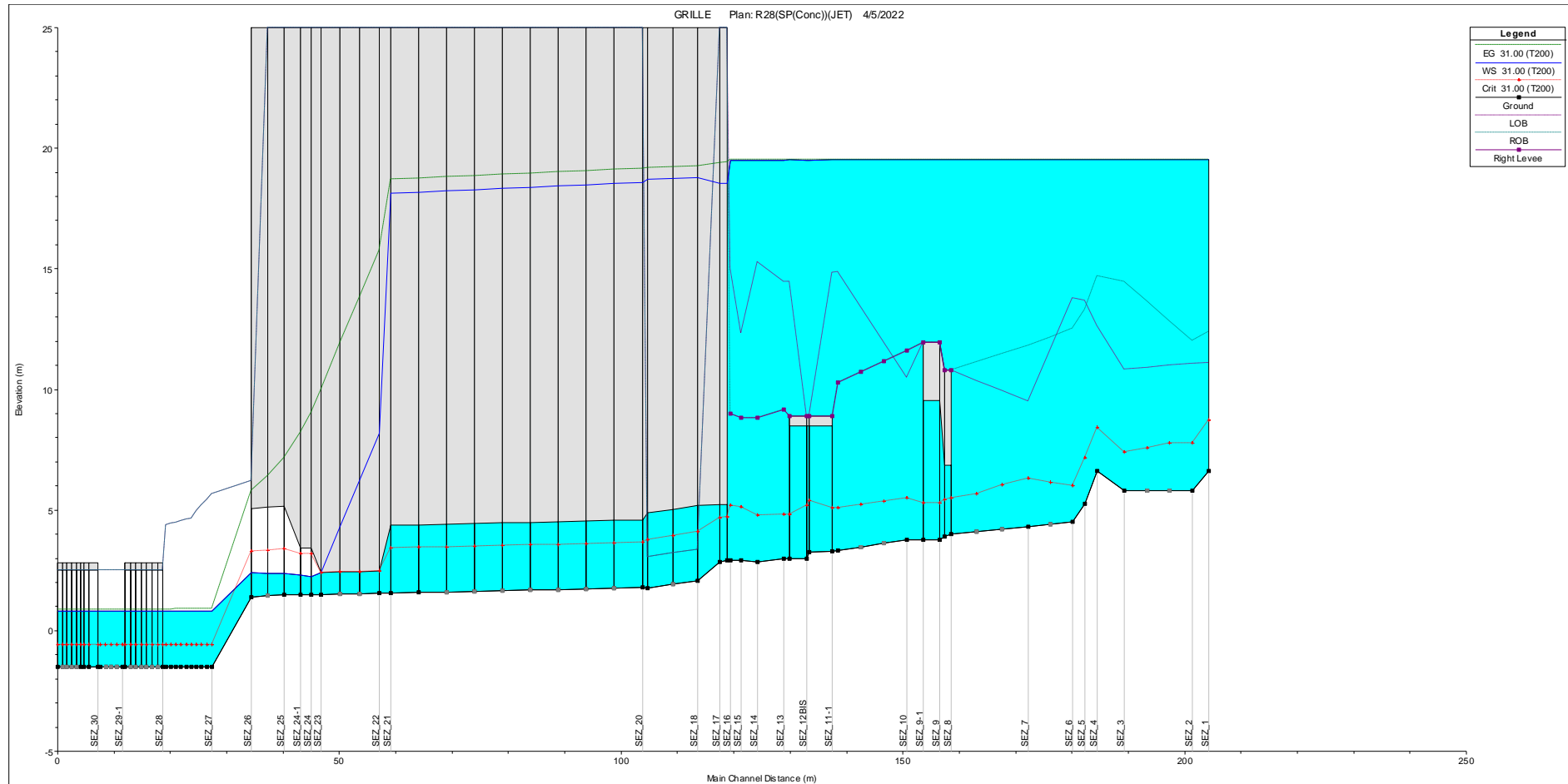


Figura 55 – STATO DI PROGETTO – BREVE TERMINE – Evento T=200[anni] - Portata defluente $Q=31.0[m^3/s]$ – Profilo di rigurgito

NODO	SEZ	WS	ΔWS_{CV}	WS_{SX}	WS_{DX}	EG	FR	MAX_{SX}	MAX_{DX}	L_{SX}	L_{DX}	CHK_{SX}	CHK_{DX}	Froude
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[-]
SEZ_26	1 SEZ_26	2.41	-	2.41	2.41	5.81	0.50	5.81	5.81	6.22	6.22	0.41	0.41	2.67
SEZ_27	0.86 SEZ_27	0.83	-	0.83	0.83	0.90	0.50	1.33	1.33	5.66	5.66	4.33	4.33	0.25
	0.85	0.82	-	0.82	0.82	0.90	0.50	1.32	1.32	5.42	5.42	4.10	4.10	0.25
	0.85	0.82	-	0.82	0.82	0.90	0.50	1.32	1.32	5.18	5.18	3.86	3.86	0.25
	0.84	0.82	-	0.82	0.82	0.90	0.50	1.32	1.32	4.95	4.95	3.63	3.63	0.25
	0.84	0.82	-	0.82	0.82	0.90	0.50	1.32	1.32	4.65	4.65	3.33	3.33	0.25
	0.83	0.82	-	0.82	0.82	0.90	0.50	1.32	1.32	4.60	4.60	3.28	3.28	0.25
	0.83	0.82	-	0.82	0.82	0.90	0.50	1.32	1.32	4.54	4.54	3.22	3.22	0.25
	0.82	0.82	-	0.82	0.82	0.89	0.50	1.32	1.32	4.49	4.49	3.17	3.17	0.25
	0.82	0.82	-	0.82	0.82	0.89	0.50	1.32	1.32	4.44	4.44	3.12	3.12	0.25
SEZ_27-9	0.81 SEZ_27-9	0.82	-	0.82	0.82	0.89	0.50	1.32	1.32	4.39	4.39	3.07	3.07	0.26
SEZ_28	0.8 SEZ_28	0.82	-	0.82	0.82	0.89	1.50	2.32	2.32	2.50	2.50	0.18	0.18	0.26
	0.78571*	0.82	-	0.82	0.82	0.89	1.50	2.32	2.32	2.50	2.50	0.18	0.18	0.26
	0.77143*	0.82	-	0.82	0.82	0.89	1.50	2.32	2.32	2.50	2.50	0.18	0.18	0.26
	0.75714*	0.81	-	0.81	0.81	0.89	1.50	2.31	2.31	2.50	2.50	0.19	0.19	0.26
	0.74286*	0.81	-	0.81	0.81	0.89	1.50	2.31	2.31	2.50	2.50	0.19	0.19	0.26
	0.72857*	0.81	-	0.81	0.81	0.89	1.50	2.31	2.31	2.50	2.50	0.19	0.19	0.26
	0.71429*	0.81	-	0.81	0.81	0.89	1.50	2.31	2.31	2.50	2.50	0.19	0.19	0.26
SEZ_29	0.7 SEZ_29	0.81	-	0.81	0.81	0.89	1.50	2.31	2.31	2.50	2.50	0.19	0.19	0.26
SEZ_29-1	0.69 SEZ_29-1	0.81	-	0.81	0.81	0.89	0.50	1.31	1.31	2.50	2.50	1.19	1.19	0.26
	0.67857*	0.81	-	0.81	0.81	0.89	0.50	1.31	1.31	2.50	2.50	1.19	1.19	0.26
	0.66714*	0.81	-	0.81	0.81	0.88	0.50	1.31	1.31	2.50	2.50	1.19	1.19	0.26
	0.65571*	0.81	-	0.81	0.81	0.88	0.50	1.31	1.31	2.50	2.50	1.19	1.19	0.26
	0.64429 SEZ_29-9	0.81	-	0.81	0.81	0.88	0.50	1.31	1.31	2.50	2.50	1.19	1.19	0.26
	0.63916 SEZ_30	0.81	-	0.81	0.81	0.88	1.50	2.31	2.31	2.50	2.50	0.19	0.19	0.26
	0.62	0.81	-	0.81	0.81	0.88	1.50	2.31	2.31	2.50	2.50	0.19	0.19	0.26
SEZ_29-9	0.61	0.80	-	0.80	0.80	0.88	1.50	2.30	2.30	2.50	2.50	0.20	0.20	0.26
SEZ_30	0.60	0.80	-	0.80	0.80	0.88	1.50	2.30	2.30	2.50	2.50	0.20	0.20	0.26
	0.58000*	0.80	-	0.80	0.80	0.88	1.50	2.30	2.30	2.50	2.50	0.20	0.20	0.26
	0.56000*	0.80	-	0.80	0.80	0.88	1.50	2.30	2.30	2.50	2.50	0.20	0.20	0.26
	0.54000*	0.80	-	0.80	0.80	0.88	1.50	2.30	2.30	2.50	2.50	0.20	0.20	0.26
	0.52000*	0.80	-	0.80	0.80	0.88	1.50	2.30	2.30	2.50	2.50	0.20	0.20	0.26
SEZ_31	0.5 SEZ_31	0.80	-	0.80	0.80	0.88	1.50	2.30	2.30	2.50	2.50	0.20	0.20	0.26
NODO/SEZ	-	Sezione trasversale												
WS	-	Livello della superficie libera/piezometrica												
ΔWS_{CV}	-	Incremento di livello della superficie libera in sponda sinistra per effetto dell'eventuale curvatura												
WS_{SX}	-	Livello della superficie libera in sponda sinistra												
WS_{DX}	-	Livello della superficie libera in sponda destra												
EG	-	Livello del carico totale												
FR	-	Franco assunto												
MAX_{SX}	-	Inviluppo di $(WS+FR)_{SX}$ ed EG												
MAX_{DX}	-	Inviluppo di $(WS+FR)_{DX}$ ed EG												
L_{SX}	-	Quota della sommità arginale in sponda sinistra												
L_{DX}	-	Quota della sommità arginale in sponda destra												
CHK_{SX}	-	Differenza tra L_{SX} e MAX_{SX} (Profilo non verificato se $\Delta < 0$)												
CHK_{DX}	-	Differenza tra L_{DX} e MAX_{DX} (Profilo non verificato se $\Delta < 0$)												
Froude	-	Numero di Froude della corrente												

Tabella 11 – STATO DI PROGETTO – BREVE TERMINE – Evento T=200[anni] – Vasca di sedimentazione – Risultati tabellari

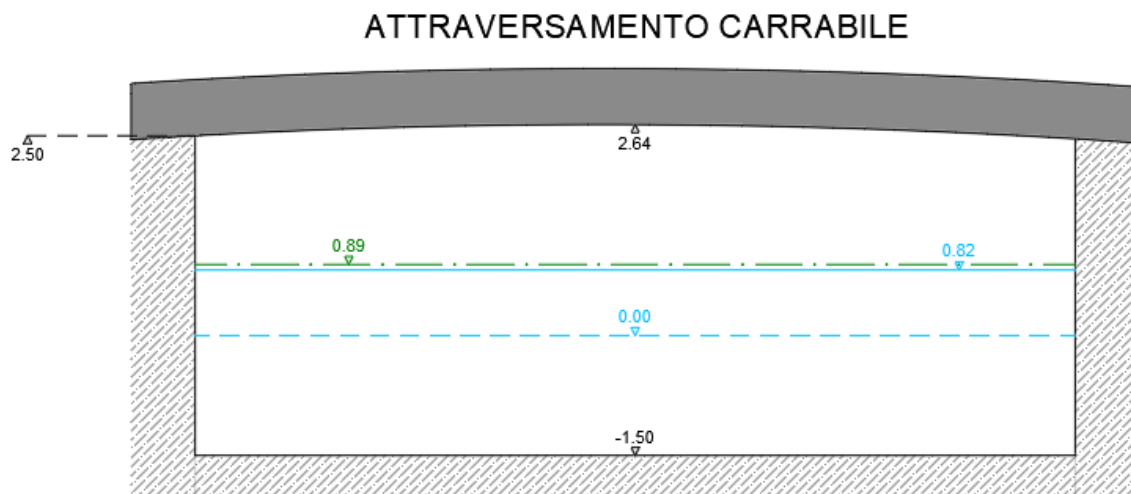


Figura 56 – STATO DI PROGETTO – BREVE TERMINE – Evento T=200[anni] – Attraversamento carrabile

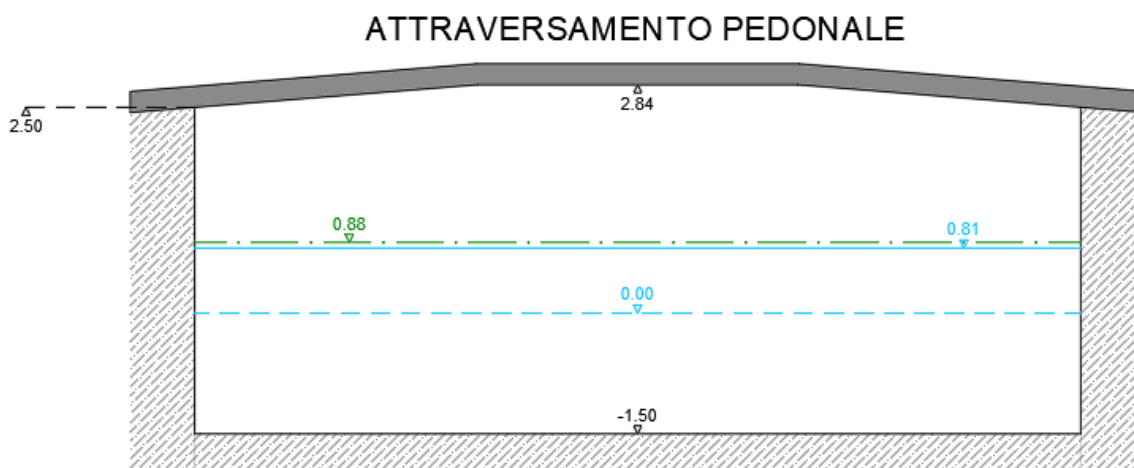


Figura 57 – STATO DI PROGETTO – BREVE TERMINE – Evento T=200[anni] – Attraversamento pedonale

Verificata la condizione a breve termine, nei capitoli successivi sono state analizzate le condizioni a lungo termine derivanti da un interrimento della vasca nel caso non dovessero essere eseguite, per cause di forza maggiore, le prescritte operazioni di manutenzione.

Ulteriormente, al successivo paragrafo §4.2, è stata verificata la compatibilità della soluzione proposta con una eventuale ipotesi di intervento di mitigazione del rischio per il tratto a monte della copertura.

4.2. COMPATIBILITA' IDRAULICA CON FUTURO IPOTETICO INTERVENTO DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO

Come ampiamente descritto al precedente paragrafo §3.5, il rio Grillè presenta una significativa criticità idraulica generata dal restringimento di sezione nel tratto tombinato, al di sotto della via Aurelia, per via di un abbassamento dell'intradosso della copertura, molto probabilmente a causa dei numerosi sotto-servizi alloggiati nell'impalcato.

Nel paragrafo §4, inoltre, è stato evidenziato come l'intervento progettuale relativo alla regolarizzazione dello sbocco a mare e la conseguente realizzazione di una vasca di sedimentazione non alterino in alcun modo la dinamica della corrente nel tratto a monte della SEZ.26, in ragione del carattere torrentizio della corrente, nonché della disconnessione idraulica generata dal salto di fondo in progetto.

Ulteriormente, nel presente capitolo, si evidenzia come la regolarizzazione dello sbocco e la costruzione della vasca di sedimentazione risultino essere pienamente compatibili con un ipotetico e futuro intervento di mitigazione del rischio relativo alla riduzione dell'esondazione a monte della tombinatura.

A livello del tutto preliminare e limitandosi alla mera fattibilità idraulica è possibile ipotizzare un intervento di riduzione del rischio per l'esondazione a monte della tombinatura che presenti le seguenti caratteristiche:

- mantenimento delle sezioni nel tratto compreso tra la SEZ.24 e la SEZ.26 al di sotto dell'attraversamento ferroviario, in ragione dell'obiettiva difficoltà di intervento unitamente alla necessità di mantenere operativo il traffico sui binari;
- eliminazione del restringimento e regolarizzazione delle sezioni nel tratto tombinato compreso tra la SEZ.24 e l'imbocco della copertura;

Preliminarmente e a titolo puramente esemplificativo, si assume una sezione rettangolare tipologica di larghezza pari a $b=4.0[m]$ in quanto pienamente compatibile con la sezione esistente al di sotto della ferrovia. Ulteriormente, al fine di definire un'altezza per la predetta sezione, si ipotizza uno spessore del pacchetto strutturale e di finitura pari ad $h=1.0[m]$. La quota dell'estradosso è stata mantenuta alla quota attuale di piazza Lido. Infine, per mantenere una pendenza del fondo alveo simile a quella del tratto a monte della copertura, si ipotizza di modificare e regolarizzare le quote del fondo nel tratto tombinato, uniformando la declività del corso d'acqua.

Una schematizzazione della sezione tipologica è riportata nella seguente Figura 58.

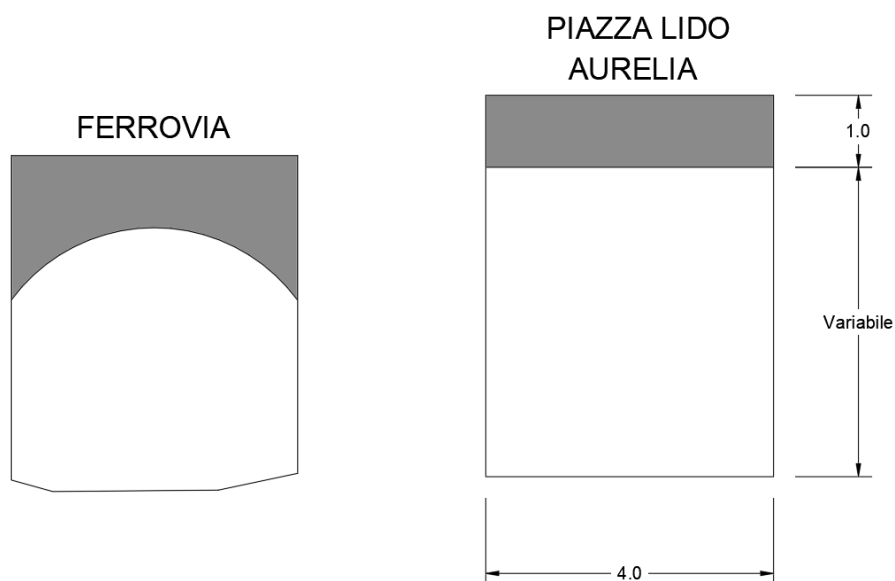


Figura 58 – Sezione tipologia – Confronto con attuale sezione al di sotto dell’attraversamento ferroviario

Senza entrare nel merito della fattibilità tecnica strutturale/economica dell’ipotetico intervento, le quali dovranno essere attentamente vagliate e indagate, ma limitandosi all’analisi preliminare delle risultanze idrauliche è possibile evidenziare come l’ipotizzata regolarizzazione delle sezioni potrebbe permettere una mitigazione del rischio nel tratto a monte della copertura, eliminando/limitando l’esondazione ed eventualmente richiedendo una deroga ai franchi nelle sezioni di imbocco, come indicato in Figura 59.

In un simile contesto, pertanto, allorquando le esigenze dell’Amministrazione lo riterranno possibile, appare perseguibile l’obiettivo di realizzare interventi mirati alla riduzione del rischio di esondazione, i quali dovranno essere adeguatamente vagliati, indagati, studiati e analizzati sotto il profilo idraulico, morfodinamico, strutturale ed economico nell’ottica di un’analisi costi/benefici, date le obiettive difficoltà relative all’area densamente popolata ed urbanizzata.

Tutto ciò premesso, comunque, appare evidente come la regolarizzazione dello sbocco e la realizzazione della vasca di sedimentazione in progetto risultino pienamente compatibili con un eventuale e futuro intervento di mitigazione del rischio per il tratto a monte della tombinatura.

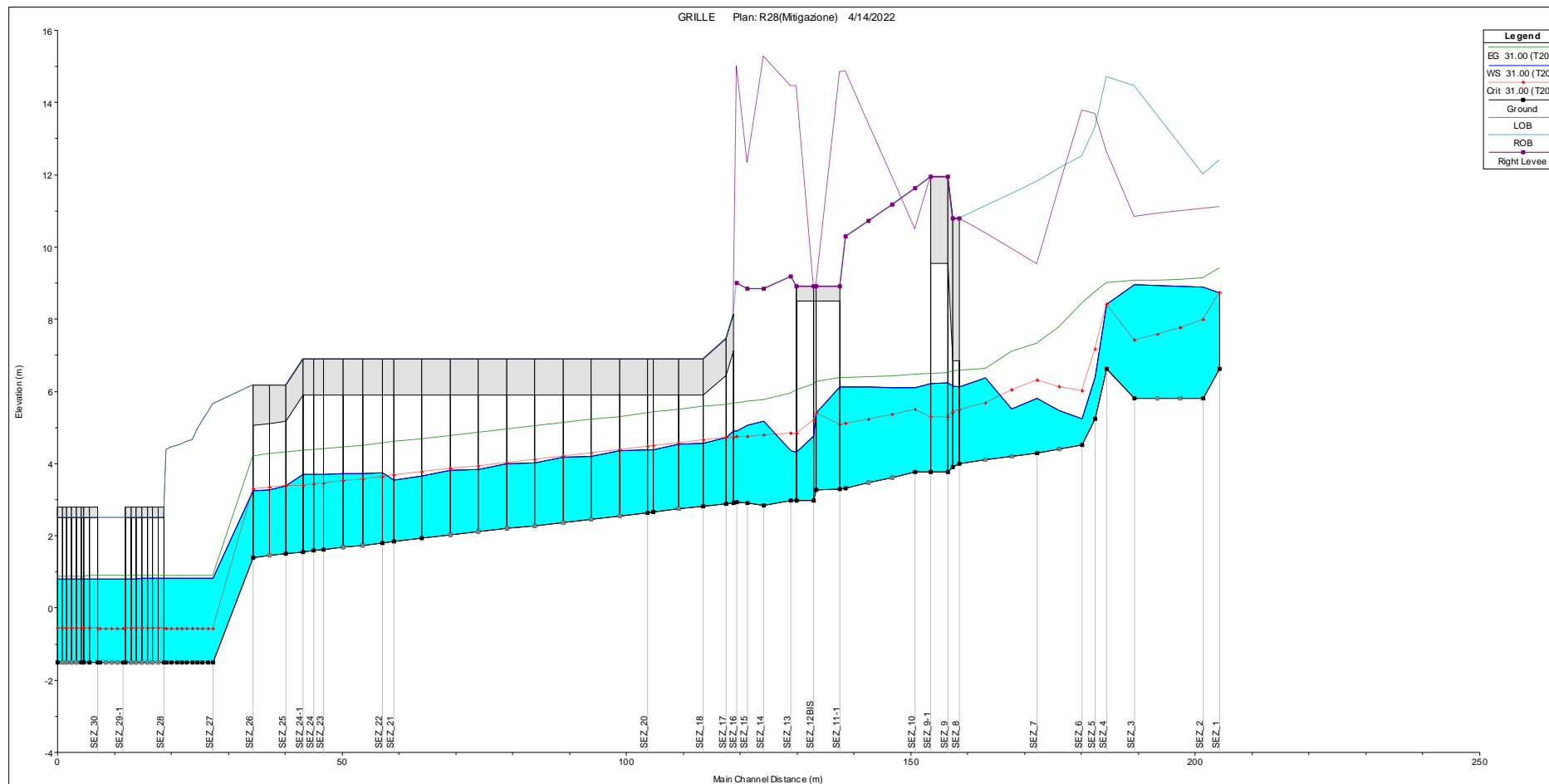


Figura 59 – Ipotesi di eventuale intervento di mitigazione del rischio per il tratto a monte della copertura – Evento T=200[anni]

4.3. CONSIDERAZIONI RELATIVE ALL'EQUILIBRIO MORFODINAMICO

In primo luogo, come riportato al seguente paragrafo §4.3.2, sono state valutate considerazioni di natura morfodinamica in relazione ad un plausibile profilo di equilibrio per la vasca di sedimentazione al fine di stabilire il più corretto legame tra la portata liquida Q_L e la portata solida Q_S in arrivo da monte durante gli scenari morfologici e/o calamitosi.

Ulteriormente, come riportato al seguente §4.5, si è proceduto alla stima della produzione annua di sedimenti proveniente dalla parte alta del bacino, al fine di dimensionare in modo congruo il volume richiesto per la vasca di sedimentazione.

4.3.1. APPROCCIO RELATIVO ALLA STIMA DEL TRASPORTO SOLIDO

Nelle valutazioni di natura morfodinamica, dal tracciamento dei profili di equilibrio alle analisi non stazionarie a fondo mobile, rivestono particolare importanza la scelta della distribuzione granulometrica e l'approccio metodologico utilizzato per trattare, eventualmente, il *bed sorting* dell'alveo e l'evoluzione della granulometria.

In generale, per procedere a questo tipo di analisi, è necessaria una grande quantità di dati rilevati in situ che permetta una corretta scelta della tipologia dei parametri utilizzati nel modello numerico e una loro precisa validazione.

In particolar modo, sarebbe necessario disporre di una serie di consistenti e congruenti rilievi plano-altimetrici dell'alveo, distribuiti nel tempo e per un periodo piuttosto lungo, per mezzo dei quali poter procedere alla taratura dei profili di equilibrio e dei modelli numerici morfodinamici.

Tali informazioni, purtroppo, non sono ancora disponibili e affidabili per il tratto di rio Grillè oggetto di studio.

In questa fase, pertanto, si preferisce utilizzare un approccio metodologico più semplice e robusto, che caratterizzi i sedimenti trasportati unicamente per mezzo del loro diametro medio d_{50} e ne assuma la distribuzione come uniforme e omogenea.

Per quanto concerne la funzione da utilizzare come predittore, si è optato per la scelta della formula di Wong & Parker (2006) che rappresenta una relazione di trasporto al fondo robusta, frutto della reinterpretazione dei dati all'origine della classica formulazione di Meyer-Peter&Muller, e ampiamente validata nel campo dei sedimenti a frazione sabbiosa e/o grossolana.

Ulteriormente, per quanto concerne il bacino del rio Grillè, la trattazione classica relativa al tracciamento dei profili di equilibrio morfodinamico per la stima delle condizioni formative risulta non essere applicabile, in quanto il tratto vallivo rilevato non presenta le caratteristiche idonee alle analisi necessarie.

In effetti, il tratto tombinato, oltre a possedere una pendenza del fondo imposta essenzialmente da vincoli geometrici antropici, transita, per portate molto piccole e influenzate dalla scabrezza assunta, in condizioni di moto in pressione o d'interferenza della corrente con l'intradosso della copertura, caratteristiche, queste ultime, non adatte al tracciamento semplificato della soluzione dell'equazione di Exner.

Inoltre, il tratto a monte della tombinatura, presenta dei salti di fondo a distanza molto ravvicinata.

Questa condizione non permette il completo sviluppo del fondo di equilibrio: quest'ultimo, infatti, risulta fortemente influenzato dalle condizioni al contorno e non appare idoneo, pertanto, a rappresentare con certezza le condizioni morfologiche e ad essere utilizzato come taratura.

Tutto ciò premesso, non essendo disponibile un profilo del fondo alveo utile a rappresentare l'equilibrio morfodinamico e ad essere utilizzato come taratura delle condizioni formative, si preferisce utilizzare un approccio più conservativo atto ad indentificare, a favor di sicurezza, l'evoluzione del fondo a lungo termine subito dalla vasca di sedimentazione in progetto per mezzo del tracciamento di scenari morfologici multipli.

In primo luogo, dai dati rilevati, riassunti in Figura 60 e in Figura 61, risulta agevole determinare un intervallo di variazione che involupi, ragionevolmente, i valori caratteristici della larghezza b e della pendenza i_F dell'alveo del rio Grillè.

Dai risultati ottenuti è plausibile assumere come ragionevole variazione delle larghezze caratteristiche del corso d'acqua l'intervallo compreso tra $4.0[m] \leq b \leq 8.0[m]$.

Inoltre, considerato come la pendenza all'interno della tombinatura non possa certamente essere considerata caratteristica del corso d'acqua, in quanto imposta antropicamente da vincoli geometrici e altimetrici, ai fini delle analisi morfodinamiche si considera come plausibile variazione delle pendenze di riferimento, l'intervallo compreso tra i valori $0.007[-] \leq i_F \leq 0.03[-]$, tipologico delle sezioni a monte della copertura.

Ulteriormente, determinate le caratteristiche geometriche del rio Grillè, si procede con la stima di un congruo intervallo di variazione per il diametro caratteristico dei sedimenti trasportati.

Utilizzando i valori ricavati dai campionamenti eseguiti[200] ritenuti più significativi, nonché basandosi sui sopralluoghi effettuati in sito, come indicato in Figura 62 e in Figura 63, si ritiene ampiamente caratteristico della quota-parte grossolana dei sedimenti trasportati un diametro medio compreso tra $5[mm] \leq d_{50} \leq 30[mm]$.

Un sunto delle caratteristiche morfologiche utilizzate nelle successive analisi è riportato in Tabella 12.

RIO GRILLÈ			
PARAMETRI MORFODINAMICI CARATTERISTICI			
LARGHEZZA CORSO D'ACQUA	b	[m]	$4.0 \div 8.0$
PENDENZA CORSO D'ACQUA	i_F	[-]	$0.007 \div 0.030$
DIAMETRO CARATTERISTICO	d_{50}	[mm]	$5 \div 30$

Tabella 12 – Stima dei parametri morfodinamici caratteristici per il rio Grillè

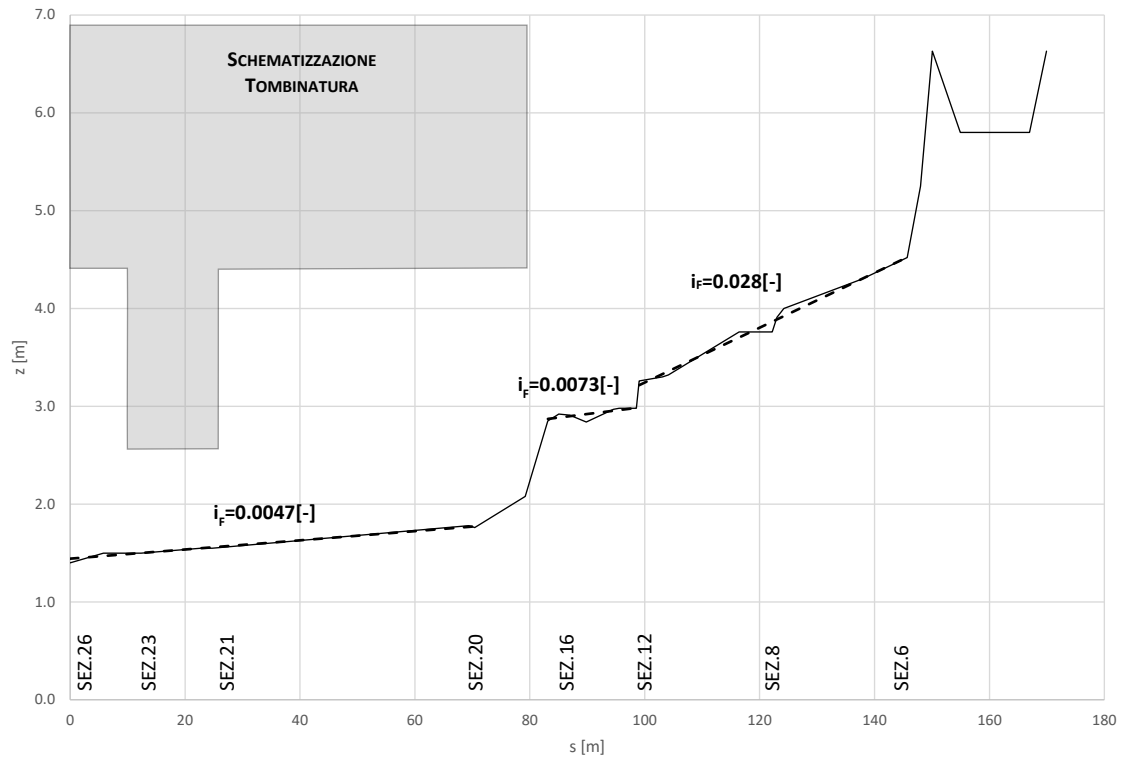


Figura 60 – RIO GRILLÈ - Valori caratteristici della pendenza del fondo nel tratto rilevato

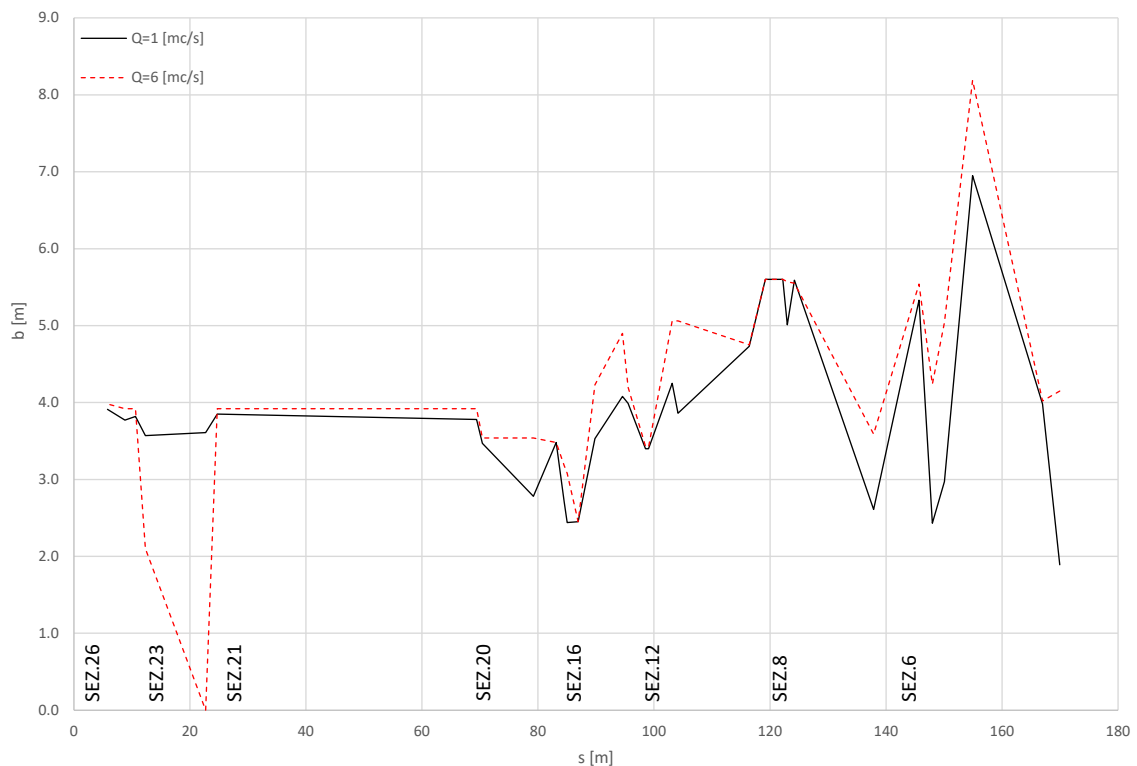


Figura 61 – RIO GRILLÈ - Valori caratteristici della larghezza del corso d'acqua nel tratto rilevato



Figura 62 – RIO GRILLÈ – Imbocco della copertura – Dettaglio dei sedimenti grossolani che corazzano il fondo



Figura 63 – RIO GRILLÈ – Sbocco in battigia – Dettaglio dei sedimenti a matrice grossolana

Dopo aver caratterizzato la granulometria e le caratteristiche geometriche tipiche dell'alveo occorre definire quali siano gli eventi formativi in grado di sollecitare il rio Grillè nel tratto oggetto di indagine e plasmare il fondo di equilibrio.

In generale, come evidenziato dalla numerosa letteratura scientifica disponibile, il profilo di equilibrio di un corso d'acqua è influenzato e definito da portate formative aventi un tempo di ritorno piuttosto ridotto, molto spesso compreso nel range degli eventi frequenti con periodi di accadimento anche di 0.5-2[anni] nel caso di regimi fluviali.

La portata formativa, quindi, è molto distante da quella che caratterizza gli eventi estremi utili per la progettazione degli interventi di adeguamento idraulico.

Dopo aver selezionato il tempo di ritorno degli eventi ritenuti formativi che si intende analizzare, occorre associare, alla portata liquida, un valore ben determinato di portata solida. In questa fase, per le ragioni riportate in precedenza, si assume una distribuzione costante dei sedimenti pari al diametro caratteristico d_{50} significativo.

Definita una geometria per la sezione, fissato il diametro caratteristico dei sedimenti, impostata una relazione di trasporto e ipotizzata una profondità per la corrente, il legame tra la portata liquida Q e la portata solida Q_s è determinato e può essere agilmente ricavato integrando il valore locale della portata solida per unità di larghezza lungo la sezione.

$$Q_s = \int_b q_s dl$$

- | | | |
|---|--------------------------------|---|
| – | b | Larghezza utile al trasporto nella sezione di calcolo |
| – | $q_s = \phi \sqrt{(s-1)gd^3}$ | Portata solida per unità di larghezza |
| – | $\phi = \phi(\theta)$ | Formula di trasporto adottata |
| – | $\theta = \frac{R(y)j}{(s-1)}$ | Tensione tangenziale locale al fondo |
| – | $d=d_{50}$ | Diametro caratteristico dei sedimenti |
| – | s | Densità specifica relativa dei sedimenti |
| – | R | Profondità efficace della sezione |
| – | j | Pendenza dei carichi energetici |

Come accennato in precedenza, per poter calcolare la quantità di sedimenti trasportata dalla corrente, quindi, occorre definire una sezione di riferimento e un legame tra la portata liquida e la profondità, quest'ultimo assunto pari al moto localmente uniforme. Per quanto concerne la definizione della sezione di riferimento, è stata utilizzata una geometria a forma rettangolare e larghezza compresa nell'intervallo indicato in Tabella 12, rispettivamente pari a $b=4/6/8$ [m].

Una volta effettuata tale assunzione, la portata solida Q_s associata alla portata liquida Q dipende solo dalla pendenza di moto localmente uniforme i_R prescelta.

In prima approssimazione, a favor di sicurezza, sono stati scelti gli estremi dell'intervallo di variazione indicato nuovamente in Tabella 12 e pari rispettivamente a $i_R=0.007/0.03[-]$.

Per quanto concerne la portata formativa assunta, facendo riferimento al precedente paragrafo §3.2, si è deciso di assumere l'intervallo di variazione compreso tra $Q_L=5.0\div 12.0 [m^3/s]$, corrispondente ad un tempo di ritorno variabile tra $T=2.0[anni]$ e $T=10.0[anni]$.

Tutto ciò premesso, data l'impossibilità di procedere ad una classica operazione di taratura dei profili di equilibrio data la non idoneità del tratto indagato, combinando i parametri precedentemente descritti, sono stati ricavati $n=24[-]$ scenari formativi, riassunti nella seguente Tabella 13, al fine di identificare l'evento morfologico più gravoso per il dimensionamento della vasca di sedimentazione e la conseguente verifica dei franchi idraulici a lungo termine.

SCENARIO [-]	Q_L [m ³ /s]	b [m]	i_F [-]	d_{50} [mm]	Q_s [m ³ /s]
1	5	4	0.007	5	0.005976
2	5	6	0.007	5	0.006900
3	5	8	0.007	5	0.007274
4	5	4	0.03	5	0.034093
5	5	6	0.03	5	0.038336
6	5	8	0.03	5	0.040463
7	12	4	0.007	5	0.011587
8	12	6	0.007	5	0.014800
9	12	8	0.007	5	0.016440
10	12	4	0.03	5	0.067564
11	12	6	0.03	5	0.080901
12	12	8	0.03	5	0.087926
13	5	4	0.007	30	0.001508
14	5	6	0.007	30	0.001050
15	5	8	0.007	30	0.000482
16	5	4	0.03	30	0.024941
17	5	6	0.03	30	0.026006
18	5	8	0.03	30	0.025426
19	12	4	0.007	30	0.005572
20	12	6	0.007	30	0.006371
21	12	8	0.007	30	0.006066
22	12	4	0.03	30	0.055849
23	12	6	0.03	30	0.064685
24	12	8	0.03	30	0.067840

Tabella 13 – Scenari morfodinamici per l'identificazione delle condizioni formative più gravose

4.3.2. EQUAZIONE DELL'EQUILIBRIO MORFODINAMICO

Il carattere mobile del fondo alveo implica direttamente che il dominio in cui si sviluppa il moto varia nel tempo, in un processo di mutua interazione tra la corrente fluida e l'alveo incoerente che la contiene. In pratica, il corso d'acqua risponde alle variazioni e agli interventi che ne modificano la geometria adattando, ove possibile, il proprio fondo medio in conformità alla semplice equazione di Exner (a cui si rimanda per una più completa trattazione) che governa la morfodinamica della corrente.

Di seguito si riporta la forma integrata dell'equazione di Exner 1D in assenza esplicita di trasporto in sospensione.

Per quanto concerne l'equilibrio della vasca di sedimentazione, infatti, la presenza del trasporto in sospensione può essere trascurata poiché, data la ridotta lunghezza del tratto, con ogni probabilità i sedimenti fini usciranno dal bacino e si riverseranno nello specchio acqueo portuale, non alterando la dinamica del fondo di equilibrio governato dalle pezzature sabbioso/grossolane.

$$(1 - p)b_f \frac{\partial \bar{\eta}}{\partial t} + \frac{\partial Q_s}{\partial x} = q_{sl}$$

$\bar{\eta}$	Fondo medio della sezione
b_f	Larghezza del fondo in cui avviene il trasporto
p	Porosità dei sedimenti
q_{sl}	Afflussi laterali di sedimenti
Q_s	Portata solida totale nella sezione

Ad una prima analisi, l'equazione di Exner suggerisce immediatamente una importantissima caratteristica che governa l'evoluzione degli alvei fluviali, ossia che l'equilibrio morfodinamico non è affatto influenzato dal valore e dall'entità del trasporto solido Q_s ma solamente dalla sua variazione spaziale $\partial Q_s / \partial x$.

Il valore assoluto del trasporto, infatti, influenza la dinamica temporale, ossia la velocità con la quale l'equilibrio o gli stadi dell'evoluzione vengono raggiunti. La valutazione dei profili di equilibrio a fondo mobile, quindi, costituisce un potentissimo e semplice strumento in grado di fornire significative informazioni sulle dinamiche attualmente in corso negli alvei indagati, nonché sulla stabilità e sull'utilità delle future soluzioni progettuali.

Semplici considerazioni sulla ben nota equazione di Exner mostrano che una soluzione stazionaria del problema a fondo mobile può ottenersi agilmente allorquando la portata solida e la portata liquida siano costanti nel tempo in tutto il tratto e pari, quindi, alle portate in ingresso, in assenza di apporti laterali lungo l'alveo. Inoltre, per ogni valore di portata liquida Q assegnato, esiste, in ogni sezione del tratto considerato, un unico valore di profondità Y che soddisfa la costanza della portata solida Q_s .

A tale profondità Y , data la costanza della portata liquida Q , corrisponde un unico valore del carico cinetico H . In condizioni di equilibrio morfodinamico sono cioè univocamente definite le caratteristiche geometriche e cinematiche della corrente e, in particolare, *il carico specifico E e la perdita di carico totale per unità di lunghezza j* . Pertanto, l'assetto del fondo è semplicemente determinato dall'integrazione dell'equazione del moto nella forma:

$$\frac{dH}{dx} = -j$$

La semplice procedura sopra descritta permette, quindi, di determinare gli assetti di equilibrio del fondo e della superficie libera note le caratteristiche geometriche e sedimentologiche dell'alveo, la portata liquida e solida in ingresso e il valore del carico totale in una qualunque sezione.

Tutto ciò premesso, facendo riferimento agli scenari descritti in Tabella 13 e utilizzando come condizione al contorno di foce il livello del medio mare senza alcuna sopraelevazione (dato il ridotto tempo di ritorno degli eventi considerati) è possibile tracciare i profili di equilibrio delle soluzioni considerate, come riportato in Figura 64.

In generale, l'analisi dei risultati evidenzia le tipiche caratteristiche dei profili di equilibrio. Il fondo tende a crescere in quota all'aumentare della pendenza di riferimento (i_F) e al diminuire della portata assunta come formativa (Q_L). La larghezza (b) e il diametro medio (d_{50}) presentano, in questo caso, un'influenza più limitata sulla soluzione.

Dai risultati ottenuti è possibile ricavare la condizione morfodinamica più onerosa in relazione al dimensionamento della vasca di sedimentazione, ossia in grado di fornire un fondo di equilibrio maggiormente sopraelevato e, quindi, potenzialmente più gravoso per la verifica dei franchi idraulici.

Seguendo questo approccio lo scenario più pericoloso risulta essere il n=17[-], caratterizzato dalla minima portata, dalla massima pendenza di riferimento e dal maggior diametro, come riportato in Tabella 14 e in Figura 65.

SCENARIO MORFODINAMICO DI PROGETTO				
Q_L [m ³ /s]	b [m]	i_F [-]	d_{50} [mm]	Q_S [m ³ /s]
5	6	0.03	30	0.026006

Tabella 14 – Scenario morfodinamico di progetto

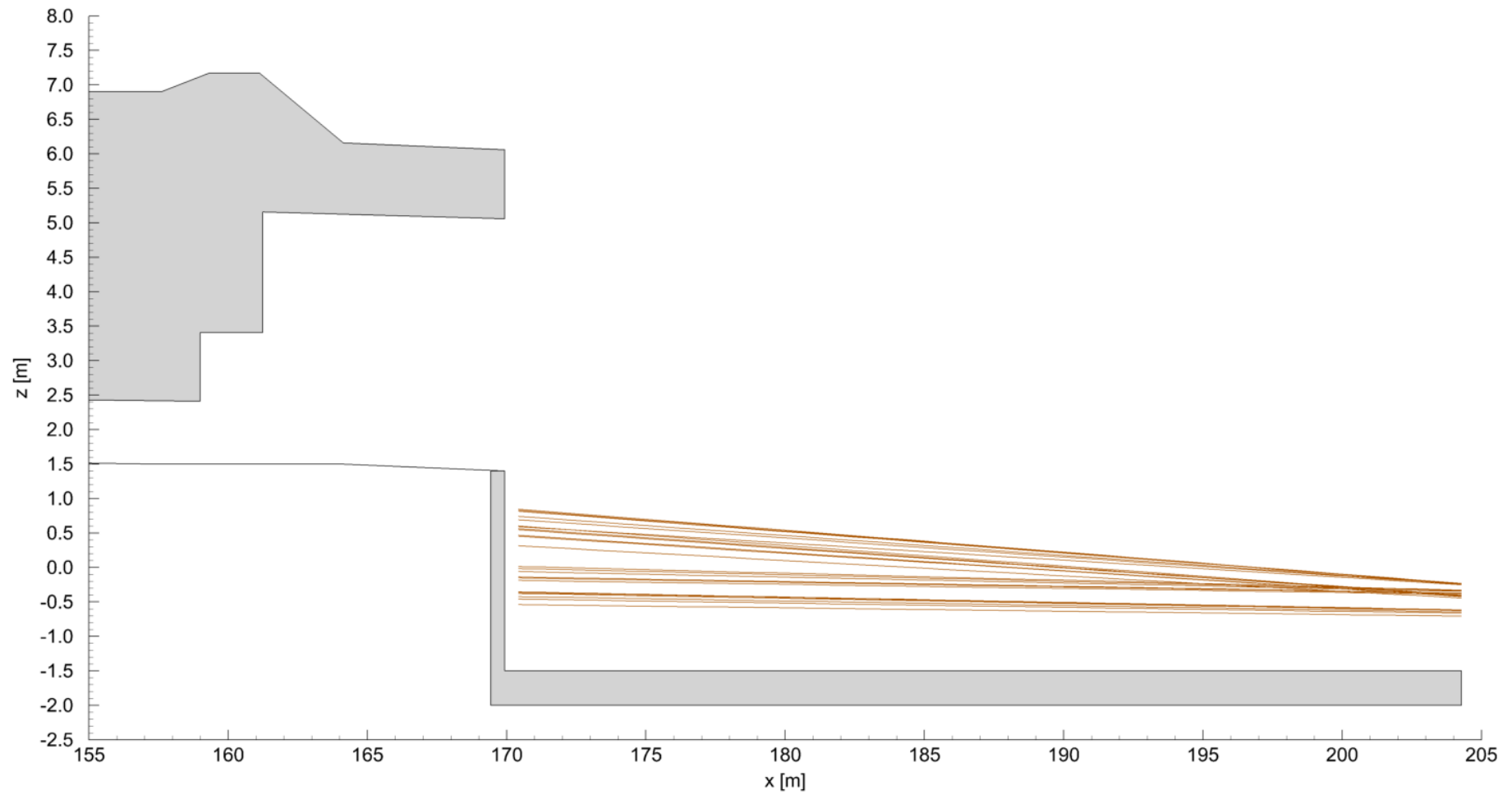


Figura 64 – STATO DI PROGETTO – Profili di equilibrio morfodinamico corrispondenti a tutti gli scenari considerati

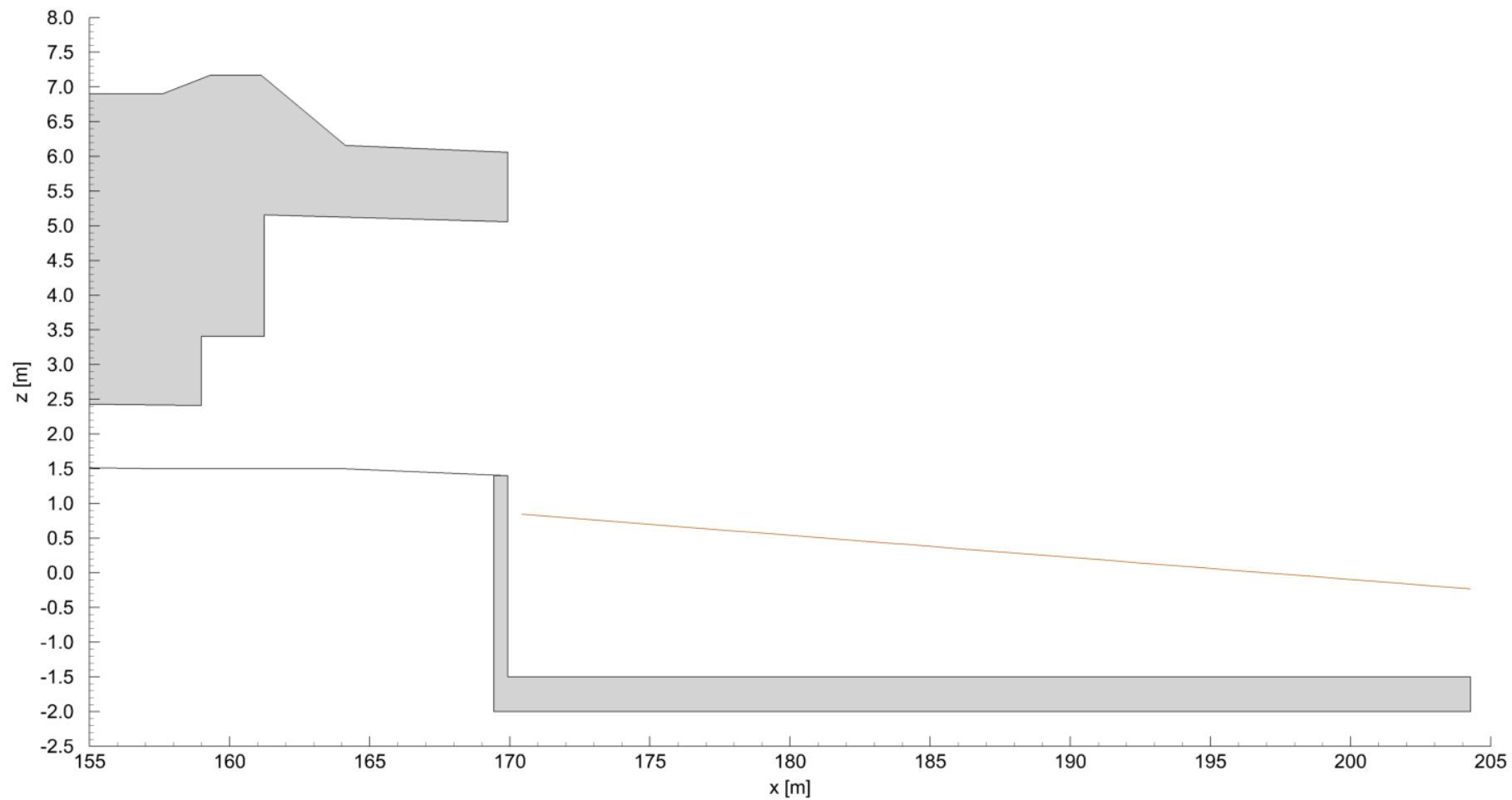


Figura 65 – STATO DI PROGETTO – Profilo di equilibrio morfodinamico - Scenario n=17 ($Q_L=5[m^3/s]$, $b=6[m]$, $i_f=0.03[-]$, $d_{50}=30[mm]$)

4.4. VERIFICA IDRAULICA A LUNGO TERMINE

Definito lo scenario morfodinamico assunto come formativo è possibile procedere alla verifica idraulica della vasca di sedimentazione nella configurazione a lungo termine, in assenza di manutenzione e/o asporto dei sedimenti accumulati. Il fondo dell'alveo, pertanto, è pari a quello definito dalle condizioni di equilibrio descritte al precedente paragrafo §4.3.2.

La soluzione progettuale è stata verificata nei confronti dell'evento di progetto duecentennale (§3.1) trascurando, a favor di sicurezza, tutte le considerazioni effettuate (§3.5) in relazione all'attendibilità del carico a monte della copertura, analogamente a quanto già definito per la soluzione a breve termine descritta al paragrafo §4

Il livello del pelo libero nella sezione di imbocco della tombinatura utilizzato nelle verifiche, pertanto, è stato assunto considerando l'intera portata duecentennale $Q_{T=200}=31[m^3/s]$ defluente nella galleria, con il relativo livello del pelo libero a monte di essa, pari a $Z_{WS T=200}=19.52[m]$, all'incirca una decina di metri superiore alla quota arginale, trascurando, conservativamente, la significativa esondazione in sponda destra.

In Figura 66 è riportata una schematizzazione dell'intero profilo di rigurgito per l'evento duecentennale, con dettaglio della configurazione di sbocco nella vasca di sedimentazione indicato in Figura 67.

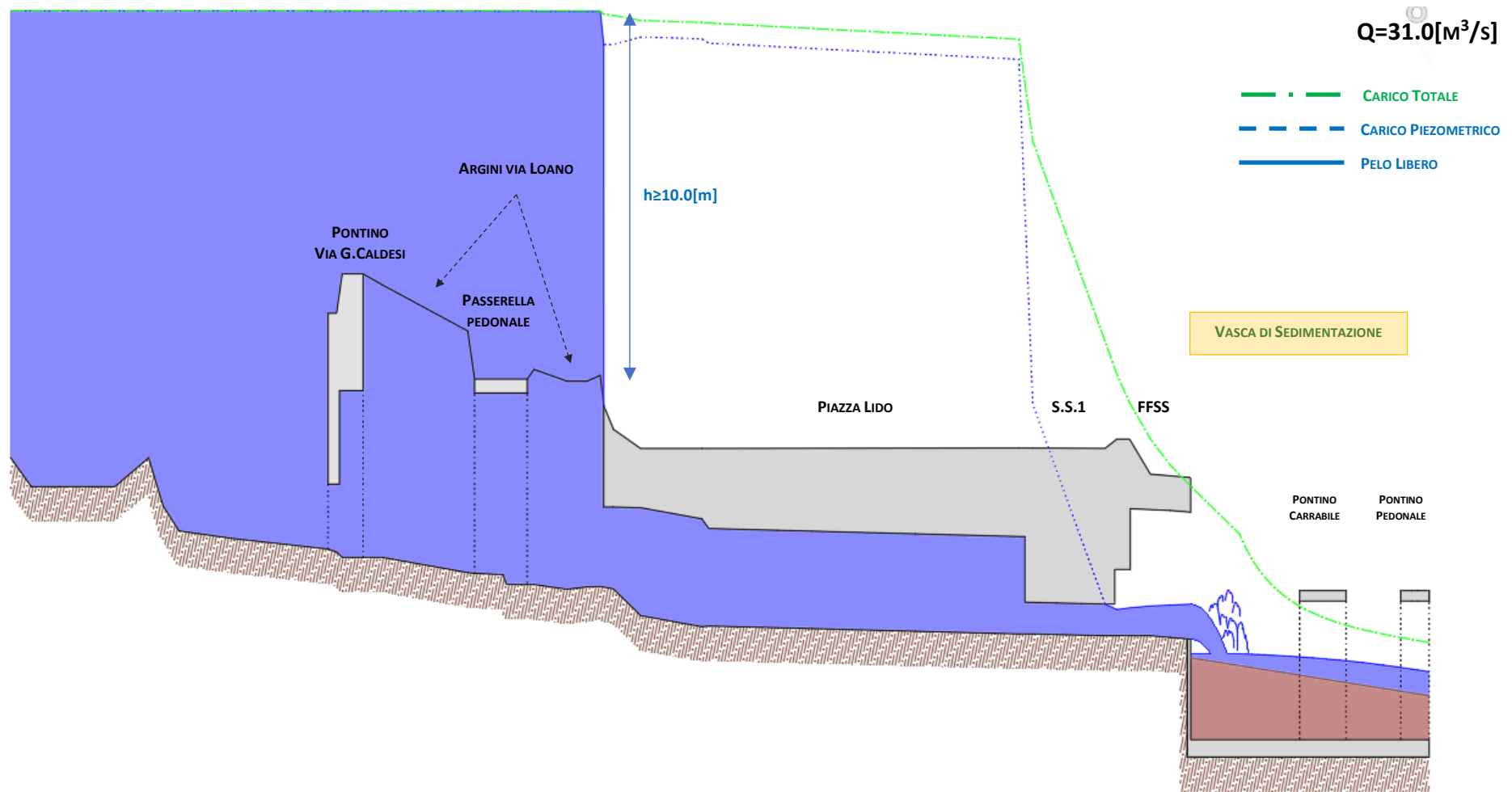


Figura 66 – STATO DI PROGETTO – LUNGO TERMINE – Evento T=200[anni] – Portata defluente $Q=31.0 \text{ m}^3/\text{s}$ (Scala verticale deformata)

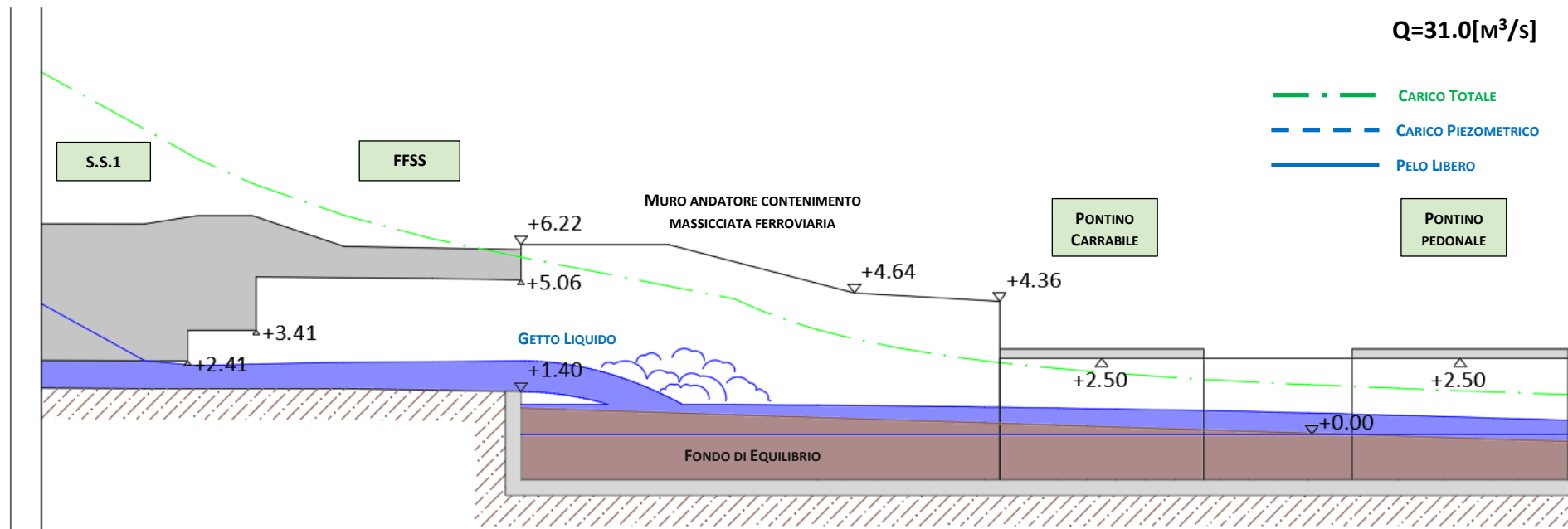


Figura 67 – STATO DI PROGETTO – LUNGO TERMINE – Evento T=200[anni] – Portata defluente Q=31.0[m³/s] – Dettaglio vasca di sedimentazione

Come riportato in Figura 68 e in Tabella 15, le verifiche idrauliche relative alla vigente Normativa[20][400] risultano ampiamente soddisfatte. Il significativo carico cinetico in uscita dalla tombinatura è contenuto dai muri andatori realizzati per contenere la massicciata ferroviaria. A differenza della soluzione a breve termine, descritta al paragrafo §4.1, in condizione emergenziale e in assenza di manutenzione, il deposito dei sedimenti nella vasca innalza il fondo sino al raggiungimento del profilo di equilibrio. Il getto in uscita dalla tombinatura non riesce a dissipare completamente la propria energia, a causa dell'innalzamento del fondo, tuttavia nelle sezioni corrispondenti ai due attraversamenti, come riportato in Figura 69 e in Figura 70, il franco relativo al pelo libero $f=+1.50[m]$ risulta essere ancora ampiamente verificato per tutta la luce delle passerelle, pari ad $L=11.0[m]$, analogamente al carico cinetico.

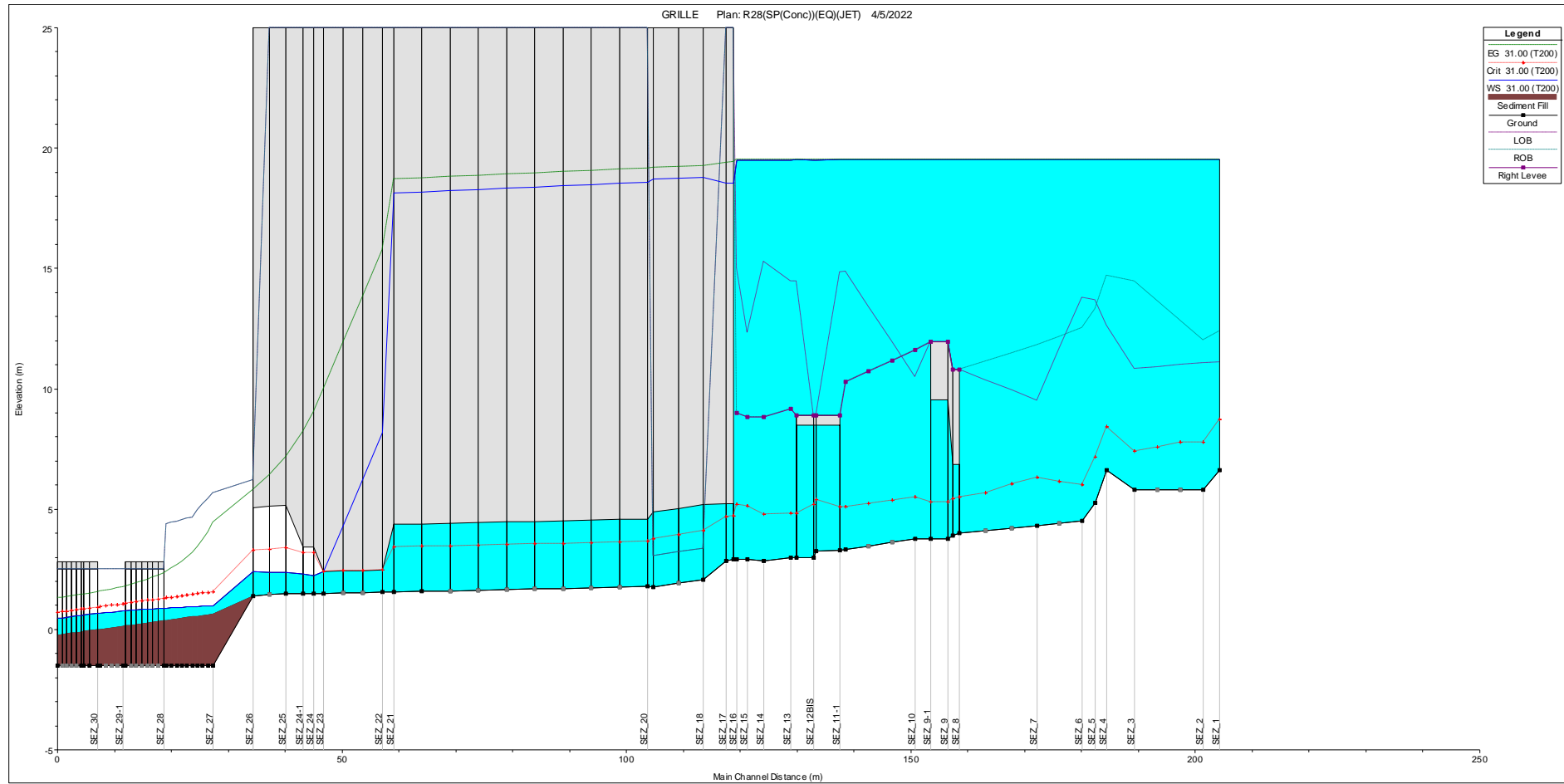


Figura 68 – STATO DI PROGETTO – LUNGO TERMINE – Evento T=200[anni] – Portata defluente $Q=31.0[m^3/s]$ – Profilo di rigogito

NODO	SEZ	WS	ΔWS_{CV}	WS_{SX}	WS_{DX}	EG	FR	MAX_{SX}	MAX_{DX}	L_{SX}	L_{DX}	CHK_{SX}	CHK_{DX}	Froude
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[-]
SEZ_26	1 SEZ_26	2.41	-	2.41	2.41	5.81	0.50	5.81	5.81	6.22	6.22	0.41	0.41	2.67
SEZ_27	0.86 SEZ_27	0.98	-	0.98	0.98	4.44	0.50	4.44	4.44	5.66	5.66	1.22	1.22	4.50
	0.85	0.97	-	0.97	0.97	4.04	0.50	4.04	4.04	5.42	5.42	1.38	1.38	4.11
	0.85	0.96	-	0.96	0.96	3.71	0.50	3.71	3.71	5.18	5.18	1.47	1.47	3.78
	0.84	0.96	-	0.96	0.96	3.43	0.50	3.43	3.43	4.95	4.95	1.52	1.52	3.50
	0.84	0.95	-	0.95	0.95	3.20	0.50	3.20	3.20	4.65	4.65	1.45	1.45	3.26
	0.83	0.94	-	0.94	0.94	3.00	0.50	3.00	3.00	4.60	4.60	1.60	1.60	3.05
	0.83	0.93	-	0.93	0.93	2.82	0.50	2.82	2.82	4.54	4.54	1.72	1.72	2.86
	0.82	0.92	-	0.92	0.92	2.67	0.50	2.67	2.67	4.49	4.49	1.82	1.82	2.70
	0.82	0.91	-	0.91	0.91	2.53	0.50	2.53	2.53	4.44	4.44	1.91	1.91	2.55
SEZ_27-9	0.81 SEZ_27-9	0.89	-	0.89	0.89	2.41	0.50	2.41	2.41	4.39	4.39	1.98	1.98	2.42
SEZ_28	0.8 SEZ_28	0.89	-	0.89	0.89	2.35	1.50	2.39	2.39	2.50	2.50	0.11	0.11	2.36
	0.78571*	0.87	-	0.87	0.87	2.25	1.50	2.37	2.37	2.50	2.50	0.13	0.13	2.25
	0.77143*	0.86	-	0.86	0.86	2.16	1.50	2.36	2.36	2.50	2.50	0.14	0.14	2.15
	0.75714*	0.84	-	0.84	0.84	2.07	1.50	2.34	2.34	2.50	2.50	0.16	0.16	2.07
	0.74286*	0.83	-	0.83	0.83	2.00	1.50	2.33	2.33	2.50	2.50	0.17	0.17	1.99
	0.72857*	0.81	-	0.81	0.81	1.93	1.50	2.31	2.31	2.50	2.50	0.19	0.19	1.92
	0.71429*	0.80	-	0.80	0.80	1.86	1.50	2.30	2.30	2.50	2.50	0.20	0.20	1.86
SEZ_29	0.7 SEZ_29	0.78	-	0.78	0.78	1.80	1.50	2.28	2.28	2.50	2.50	0.22	0.22	1.81
SEZ_29-1	0.69 SEZ_29-1	0.77	-	0.77	0.77	1.78	0.50	1.78	1.78	2.50	2.50	0.72	0.72	1.78
	0.67857*	0.75	-	0.75	0.75	1.72	0.50	1.72	1.72	2.50	2.50	0.78	0.78	1.74
	0.66714*	0.72	-	0.72	0.72	1.67	0.50	1.67	1.67	2.50	2.50	0.83	0.83	1.71
	0.65571*	0.70	-	0.70	0.70	1.63	0.50	1.63	1.63	2.50	2.50	0.87	0.87	1.68
	0.64429 SEZ_29-9	0.68	-	0.68	0.68	1.59	0.50	1.59	1.59	2.50	2.50	0.91	0.91	1.65
	0.63916 SEZ_30	0.66	-	0.66	0.66	1.57	1.50	2.16	2.16	2.50	2.50	0.34	0.34	1.65
	0.62	0.62	-	0.62	0.62	1.51	1.50	2.12	2.12	2.50	2.50	0.38	0.38	1.61
SEZ_29-9	0.61	0.60	-	0.60	0.60	1.47	1.50	2.10	2.10	2.50	2.50	0.40	0.40	1.60
SEZ_30	0.60	0.58	-	0.58	0.58	1.45	1.50	2.08	2.08	2.50	2.50	0.42	0.42	1.60
	0.58000*	0.56	-	0.56	0.56	1.42	1.50	2.06	2.06	2.50	2.50	0.44	0.44	1.59
	0.56000*	0.53	-	0.53	0.53	1.39	1.50	2.03	2.03	2.50	2.50	0.47	0.47	1.58
	0.54000*	0.51	-	0.51	0.51	1.36	1.50	2.01	2.01	2.50	2.50	0.49	0.49	1.58
	0.52000*	0.49	-	0.49	0.49	1.33	1.50	1.99	1.99	2.50	2.50	0.51	0.51	1.57
SEZ_31	0.5 SEZ_31	0.46	-	0.46	0.46	1.31	1.50	1.96	1.96	2.50	2.50	0.54	0.54	1.57
NODO/SEZ	-	Sezione trasversale												
WS	-	Livello della superficie libera/piezometrica												
ΔWS_{CV}	-	Incremento di livello della superficie libera in sponda sinistra per effetto dell'eventuale curvatura												
WS_{SX}	-	Livello della superficie libera in sponda sinistra												
WS_{DX}	-	Livello della superficie libera in sponda destra												
EG	-	Livello del carico totale												
FR	-	Franco assunto												
MAX_{SX}	-	Inviluppo di $(WS+FR)_{SX}$ ed EG												
MAX_{DX}	-	Inviluppo di $(WS+FR)_{DX}$ ed EG												
L_{SX}	-	Quota della sommità arginale in sponda sinistra												
L_{DX}	-	Quota della sommità arginale in sponda destra												
CHK_{SX}	-	Differenza tra L_{SX} e MAX_{SX} (Profilo non verificato se $\Delta < 0$)												
CHK_{DX}	-	Differenza tra L_{DX} e MAX_{DX} (Profilo non verificato se $\Delta < 0$)												
Froude	-	Numero di Froude della corrente												

Tabella 15 – STATO DI PROGETTO – LUNGO TERMINE – Evento T=200[anni] – Vasca di sedimentazione – Risultati tabellari

ATTRAVERSAMENTO CARRABILE

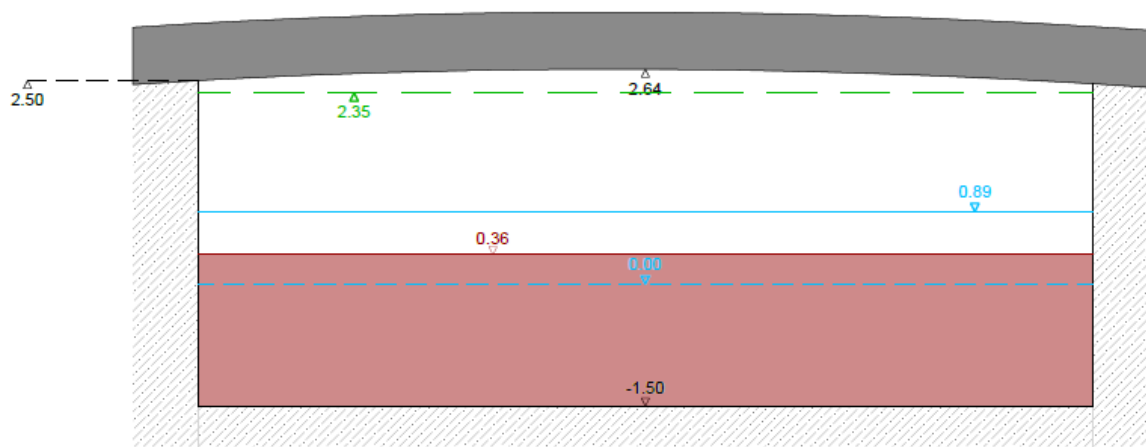


Figura 69 – STATO DI PROGETTO – LUNGO TERMINE – Evento T=200[anni] – Attraversamento carrabile

ATTRAVERSAMENTO PEDONALE

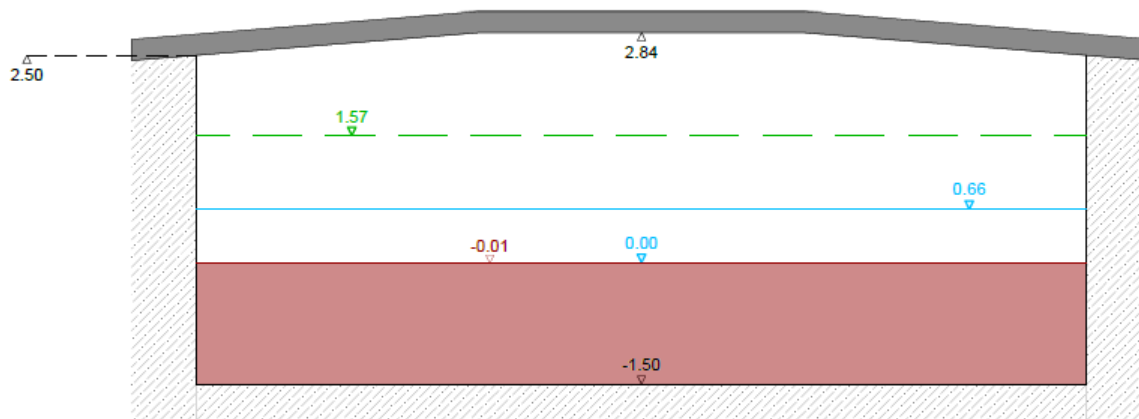


Figura 70 – STATO DI PROGETTO – LUNGO TERMINE – Evento T=200[anni] – Attraversamento pedonale

4.5. STIMA DELLA PRODUZIONE ANNUA PER L'INTERO BACINO

I processi di erosione superficiale in bacini montani possono avere significative implicazioni in numerosi ambiti: dalla gestione del suolo e delle strutture, alla pianificazione territoriale, alla valutazione e mitigazione del rischio alluvionale. Per questo motivo una stima il più possibile affidabile dei volumi solidi coinvolti è di grande importanza. Numerosi sono i modelli di letteratura volti alla quantificazione del sedimento eroso e trasportato. Approcci di tipo idromorfodinamico si affiancano ad approcci semi-empirici di tipo geomorfologico.

Nell'ampio panorama degli strumenti disponibili, particolare attenzione va posta sul Metodo dell'Erosione Potenziale (EPM), un modello semi-empirico di semplice applicazione che ben si adatta alle potenzialità di una trattazione *GIS-based*.

Il metodo dell'erosione potenziale è stato sviluppato intorno agli anni '70 dello scorso secolo (Gavrilovic 1976, 1988, 1994) con l'obiettivo di fornire stime di sedimento eroso su scala annuale nei bacini non documentati. Più volte il modello è stato oggetto di avanzamenti, revisioni, modifiche e migliorie, ad opera dello stesso Ideatore nonché di altri Autori. Nel presente studio si farà riferimento all'approccio proposto da Longoni e Ivanov (2016)[14], a cui si rimanda per una più dettagliata trattazione.

La produzione annua netta ottenuta con il metodo dell'erosione potenziale (EPM), così come con la quasi totalità degli approcci a larga scala, è valutata in [m³], senza alcuna distinzione in termini granulometrici e di diametro dei sedimenti che, d'altronde, non potrebbe comparire in un approccio a scala di bacino e, quindi, in generale di per sé semplificato. La valutazione dei volumi, pertanto, è intesa come un termine di paragone che il Tecnico dovrà necessariamente interpretare e adattare alle caratteristiche peculiari del bacino in esame, procedendo ad una taratura dei risultati ottenuti dal metodo dell'erosione potenziale ogni volta che esistono dati e/o valutazioni che rendano possibile un affinamento della procedura.

4.5.1. METODO DELL'EROSIONE POTENZIALE (EPM)

Essenzialmente, la produzione annua di sedimenti G che potenzialmente potrebbero raggiungere la chiusura del bacino è pari a:

$$G = W R$$
$$W = \pi T H F Z^{3/2}$$
$$T = \sqrt{0.1 + \frac{t}{10}}$$
$$Z = X Y (\Phi + \sqrt{s})$$
$$R = \frac{(l_p + l_a)\sqrt{O D}}{F(l_p + 10)}$$

in cui i parametri sono rappresentati nelle unità di misura della trattazione originaria di Gavrilovic (1968) a cui si rimanda e assumono il seguente significato:

- G = produzione annua netta di sedimenti
- W = erosione lorda annua
- R = fattore di riduzione
- T = coefficiente di temperatura
- H = altezza annua cumulata di precipitazione
- F = area del bacino
- Z = coefficiente di erosione
- O = perimetro del bacino
- D = quota media del bacino
- l_p = lunghezza del tratto principale del torrente
- t = temperatura media annua del bacino
- X = coefficiente di protezione del suolo
- Y = coefficiente di erodibilità
- Φ = coefficiente di grado e tipologia dei fenomeni di dissesto
- s = pendenza media del bacino

Particolare importanza rivestono i coefficienti X, Y e Φ che sono legati, rispettivamente, alle caratteristiche di copertura e uso del suolo, litologia e predisposizione all'erosione.

Le mappe GIS georeferenziate di suscettività al dissesto, uso e copertura suolo e geolitologia sono state reperite presso il portale della Regione Liguria e riportate in Figura 71, Figura 72 e Figura 73, chiuse appena a monte della vasca di sedimentazione, ultima sezione utile per un significativo apporto di sedimenti.

In funzione della tipologia sono stati associati i coefficienti di calcolo proposti originalmente da Gavrilovic e modificati da vari Autori secondo i parametri riportati in Tabella 16, Tabella 17 e Tabella 18.

<i>EPM</i> (GAVRILOVIC, 1988)	X_{EPM}	ZEMLJC (1971)	X_{Zemljc}	Corine Land Cover (EEA, 2000)	$X_{suscettiv}$
Denudated unarable lands (badlands)	1.00	Areas without vegetation cover	0.80-1.00	1.3.1. Mineral extraction sites 1.3.3. Construction sites 3.3.1. Beaches, dunes, sands 3.3.2. Bare rocks 3.3.3. Sparsely vegetated areas 3.3.4. Burnt areas 3.3.5. Glaciers and perpetual snow*	0.80-1.00
Fields ploughed up/down the hill	0.9				
Orchards or vineyards without low vegetation	0.70	Damaged pasture and cultivated land	0.60-0.80	1.3.2. Dump sites 2.1.1. Non-irrigated arable land 2.1.2. Permanently irrigated land 2.1.3. Rice fields 2.2.1. Vineyards 2.2.2. Fruit trees and berry plantations 2.2.3. Olive groves 2.4.1. Annual crops associated with permanent crops 2.4.2. Complex cultivation patterns 3.2.1. Natural grasslands	0.60-0.80
Field countour-farmed	0.63				
Degraded forestand shrub on eroded soil. Dry mountain pastures	0.60				
Meadows and similar perennial crops	0.4	Damaged forest and bushes, pasture	0.40-0.60	1.4.1. Green urban areas 1.4.2. Sport and leisure facilities 2.3.1. Pastures 2.4.3. Land principally occupied by agriculture with significant areas of natural vegetation 2.4.4. Agro-forestry areas 3.2.4. Transitional woodland-shrub	0.40-0.60
Grass-grown and drained pastures	0.3	Coniferous forest with little grove,scarce bushes, bushy meadows	0.20-0.40	1.1.2. Discontinuous urban fabric 3.2.2. Mors and heatland 3.2.3. Sclerophyllous vegetation	0.20-0.40
Good forest on steep slopes	0.20	Mixed forests and dense brushes, sparse forests with underwood	0.05-0.20	1.1.1. Continuous urban fabric 1.2.1. Industrial or commercial units 1.2.2. Road and rail networks and associated lands 1.2.3. Port areas 1.2.4. Airports 3.1.1. Broad-leveed forest 3.1.2. Coniferous forest 3.1.3. Mixed forest	0.05-0.20
Good forest on gentle slopes	0.05				

Tabella 16 – Tabella di associazione relativa alla protezione del suolo (X)

<i>EPM</i> (GAVRILOVIC, 1988)	Y_{EPM}	ZEMLJIC (1971)	$Y_{Zemljic}$	Suggested	$Y_{suggested}$
Sand, gravel and loose soil	2.00	Fine sediments and soils poorly resistant to erosion	1.8-2.0	Fine and medium soils (sand, silt and clay)*	1.7-2.0
Loess, tuff, saline soil, steppe soil and the like	1.60	Sediments, moraines, clays and other weak rocks	1.3-1.8	Poorly sorted soils	1.4-1.7
Weathered limestone and marl	1.20	Soft rocks, stabilized (talus slope, schists, stiff clays)	1.0-1.3	Coarse soils (gravels, pebbles, boulders)	1.0-1.4
Serpentine, red sandstone, flysch deposits	1.10				
Podzol, parapodzol, disintegrated schist, micaschist, gneiss, argillaceous schist, etc.	1.00				
Compact and schistose limestone, tera rossa and fumose-silicate soils	0.90	Rocks partly resistant to erosion	0.6-1.0	Weak rock masses (shales, poorly cemented clastic rocks, evaporates, finely-foliated rocks, intensely jointed rock masses)	0.5-1.0
Brown forest soil and mountain soils	0.80				
Smonitsa, valley and back bog soils	0.60				
Chernozem and alluvial deposits of good texture	0.50	Hard rocks resistant to erosion	0.2-0.6	Hard rock masses	0.02-0.5
Bare compact igneous rocks	0.25				

Tabella 17 – Tabella di associazione relativa alla litologia (Y)

<i>EPM</i> (GAVRILOVIC, 1988)	ϕ_{EPM}	ZEMLJIC (1971)	$\phi_{Zemljic}$	Suggested	$\phi_{suggested}$
Basin or area fully attacked by gulling and deep processes of erosion	1.00	Fully eroded basin with gullies and landslides.	0.90-1.00	More than 50% of the catchment area with gullies, Debris flows	0.80-1.00
About 80% of area under rills and gullies.	0.90				
About 50% of area under rills and gullies.	0.80				
Entire area attacked by surface erosion: detritus and debris, few rills and gullies (deep erosion) and heavy karst erosion.	0.70	50-80% of the catchment with rill erosion and landslides.	0.80-0.90	More than 50% of the catchment area with rill erosion. Less than 50% of the catchment area with gullies, landslides, rockfalls, avalanches.	0.60-0.80
Entire area attacked by erosion but without visible deep effects (rills, gullies, rockfalls, etc.).	0.60				
50% of area attacked by surface erosion, while the rest of the basin is unattacked.	0.50	Sheet erosion, talus debris, slope with rills and gullies, karst erosion	0.60-0.70	More than 50% of the catchment area with sheet erosion. Less than 50% of the catchment area with rill erosion.	0.40-0.60
20% of area attacked by surface erosion and 80% unattacked.	0.30				
Land surface without visibile erosion effect; minor rockfalls or slips in stream channels.	0.20	Sheet erosion on 20-50% of the catchment	0.30-0.50	20%-50% of the catchment area with sheet erosion	0.20-0.40
Land surface without visibile erosion effect; mostly crop fields.	0.15				
Land surface without visibile erosion effect; mostly under woods or perennial crops (meadows, pasture, etc.).	0.10	Low erosion signs in the basins	0.10-0.20	Less than 20% of the catchment area with sheet erosion	0.05-0.20

Tabella 18 – Tabella di associazione relativa alla erosione (ϕ)

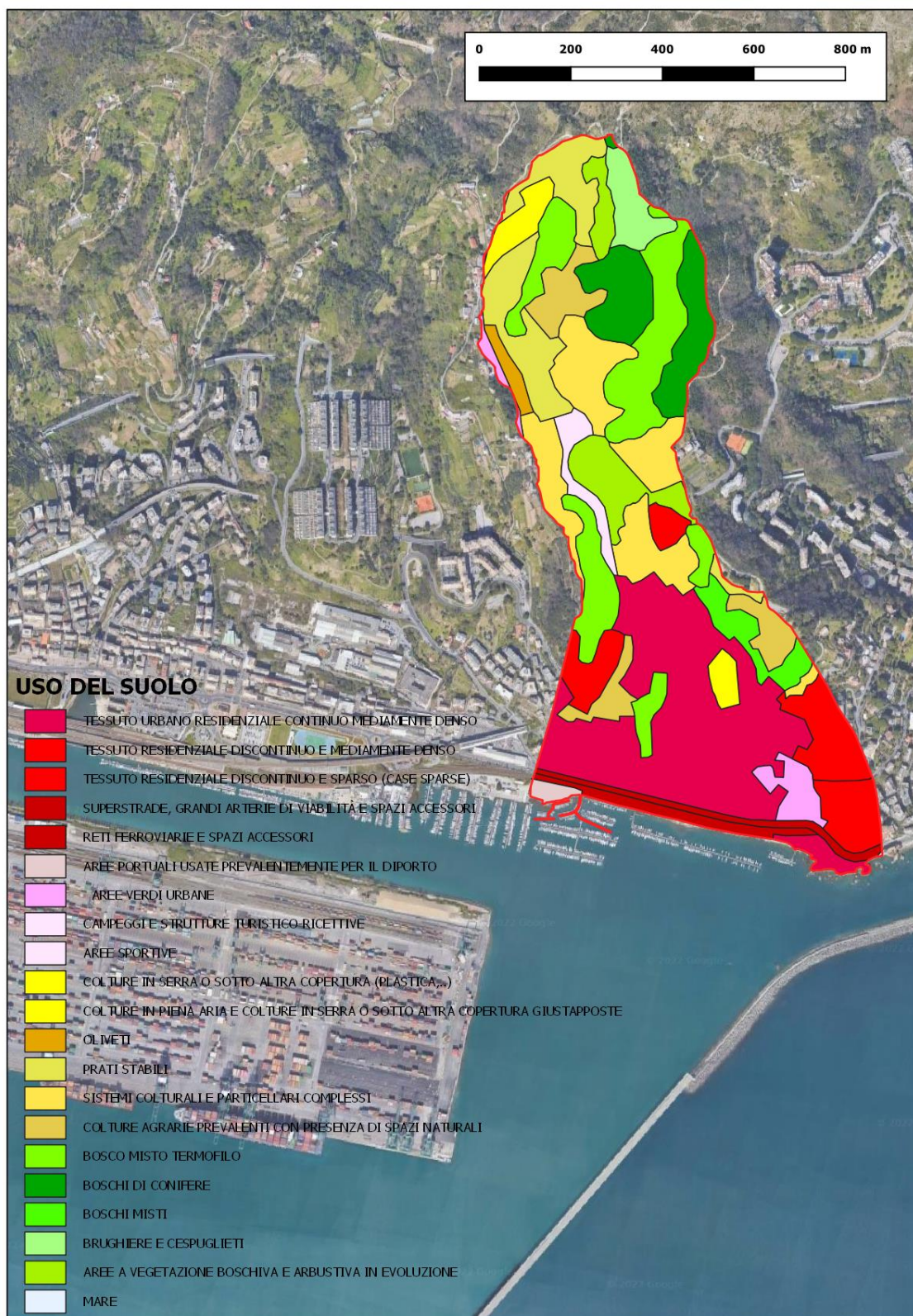


Figura 71 – Bacino del rio Grillè – Uso del Suolo – Regione Liguria©



Figura 72 – Bacino del rio Grillè – Litologia – Regione Liguria©

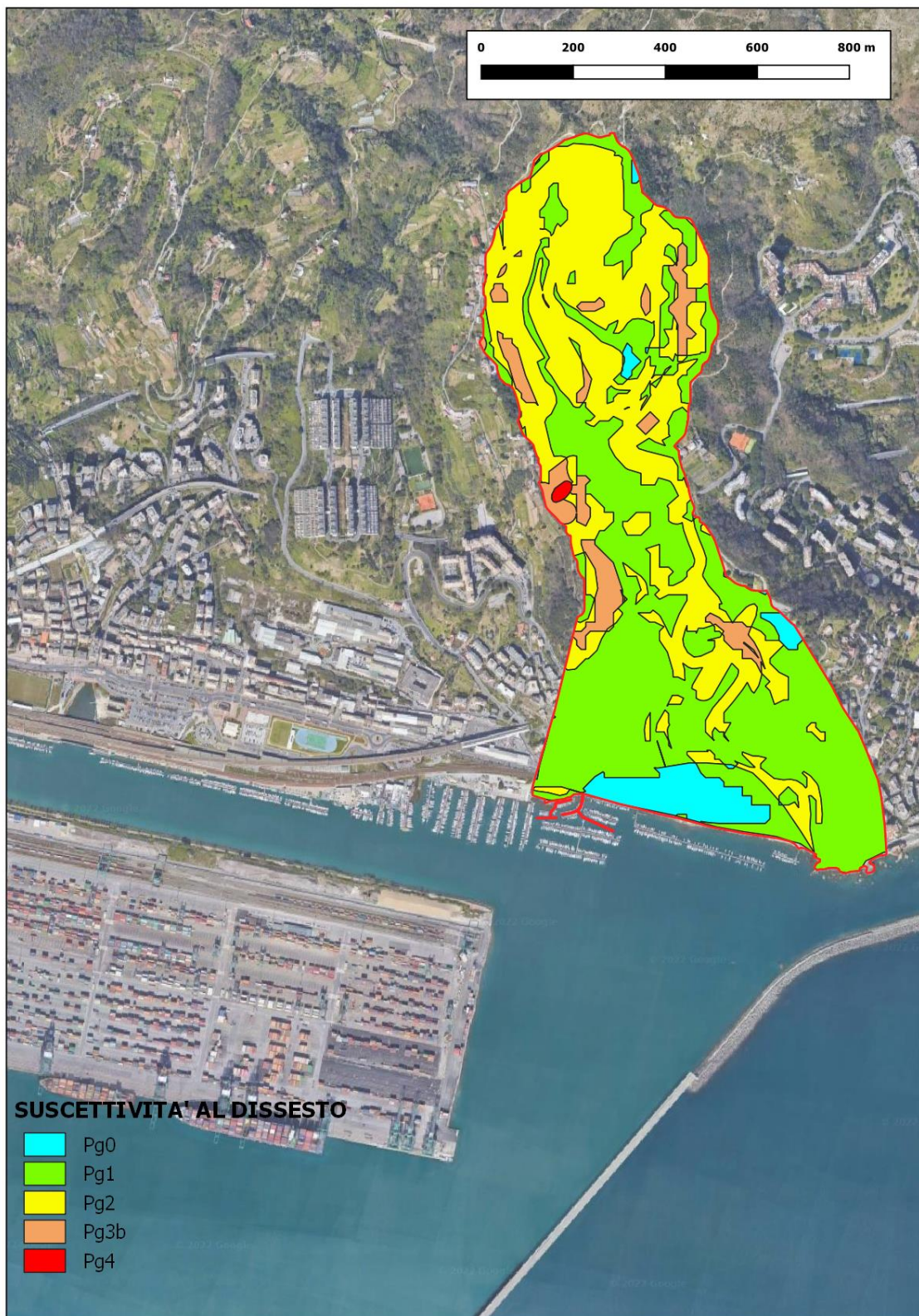


Figura 73 – Bacino del rio Grillè – Suscettività al dissesto – Regione Liguria©

Data l'impossibilità di procedere ad una taratura della metodologia applicata a causa della mancanza di dati storici e continuativi relativi all'apporto solido, lo Scrivente ha preferito procedere con la restituzione delle mappe caratteristiche relative alla copertura e uso del suolo (X), litologia (Y) e predisposizione all'erosione (Φ) necessarie per l'implementazione del metodo EPM, in termini di intervallo di variazione, ossia associando alle classi, di volta in volta, i valori minimi, medi e massimi della Tabella 16, Tabella 17 e Tabella 18. A titolo di esempio, in Figura 74, Figura 75 e Figura 76 sono riportate le mappe dei coefficienti di copertura, resistenza ed erosività del suolo collegate ai valori medi delle precedenti tabelle di associazione.

Dopo aver integrato i coefficienti X, Y e Φ a scala bacino, attraverso una piattaforma *GIS-based* (QGIS), e dopo aver ricavato i parametri relativi alla temperatura e alla precipitazione attraverso i dati disponibili sul portale della Regione Liguria, è stato possibile valutare l'erosione netta potenziale G per l'intero bacino del rio Grillè, come riportato sinteticamente in Tabella 19.

Le stazioni utilizzate per la determinazione dei parametri meteorologici sono quelle di Madonna delle Grazie, Molinetto, Pegli e Monte Gazzo, più prossime al sito oggetto di intervento, come riportato in Figura 77.

Area	F	[km ²]	0.64
Perimetro	O	[km]	5.137
Quota media	D	[km]	0.094
Pendenza media	s	[-]	0.333
Temperatura media annua	t	[°C]	15.5
Altezza media precipitazione annua	H	[mm]	1357
Lunghezza reticolo idrografico	l_{TOT}	[km]	3.10
Lunghezza asta ordine massimo	l_p	[km]	0.81
Routing Coefficient	R	[-]	0.310

			MIN	MED	MAX
Erosion coefficient	Z	[-]	0.05	0.151	0.318
Soil Cover Coefficient	X	[-]	0.229	0.316	0.403
Soil Resistance Coefficient	Y	[-]	0.249	0.494	0.738
Erosion Coefficient	Φ	[-]	0.295	0.393	0.492
Gross Annual Erosion	W	[m ³]	61	323	982
Annual Sediment Yield	G	[m ³]	12	64	195

Tabella 19 – Metodo dell'Erosione Potenziale (EPM)

Il metodo EPM fornisce per il bacino del rio Grillè, chiuso a monte della realizzanda vasca di sedimentazione, un volume solido potenziale annuo mobilitato variabile all'interno di un intervallo compreso tra 10[m³] e 200[m³]. A favor di sicurezza, per il dimensionamento della vasca di sedimentazione, si assume, come stima distintiva della reale produzione di sedimenti del corso d'acqua, il valore massimo del range sopra indicato.



Figura 74 – Bacino del rio Grillè – EPM – Coefficiente di copertura del suolo (X) – Valori medi



Figura 75 – Bacino del rio Grille – EPM – Coefficiente di resistenza del suolo (Y) – Valori medi



Figura 76 – Bacino del rio Grillè – EPM – Coefficiente di erosione (Φ) – Valori medi

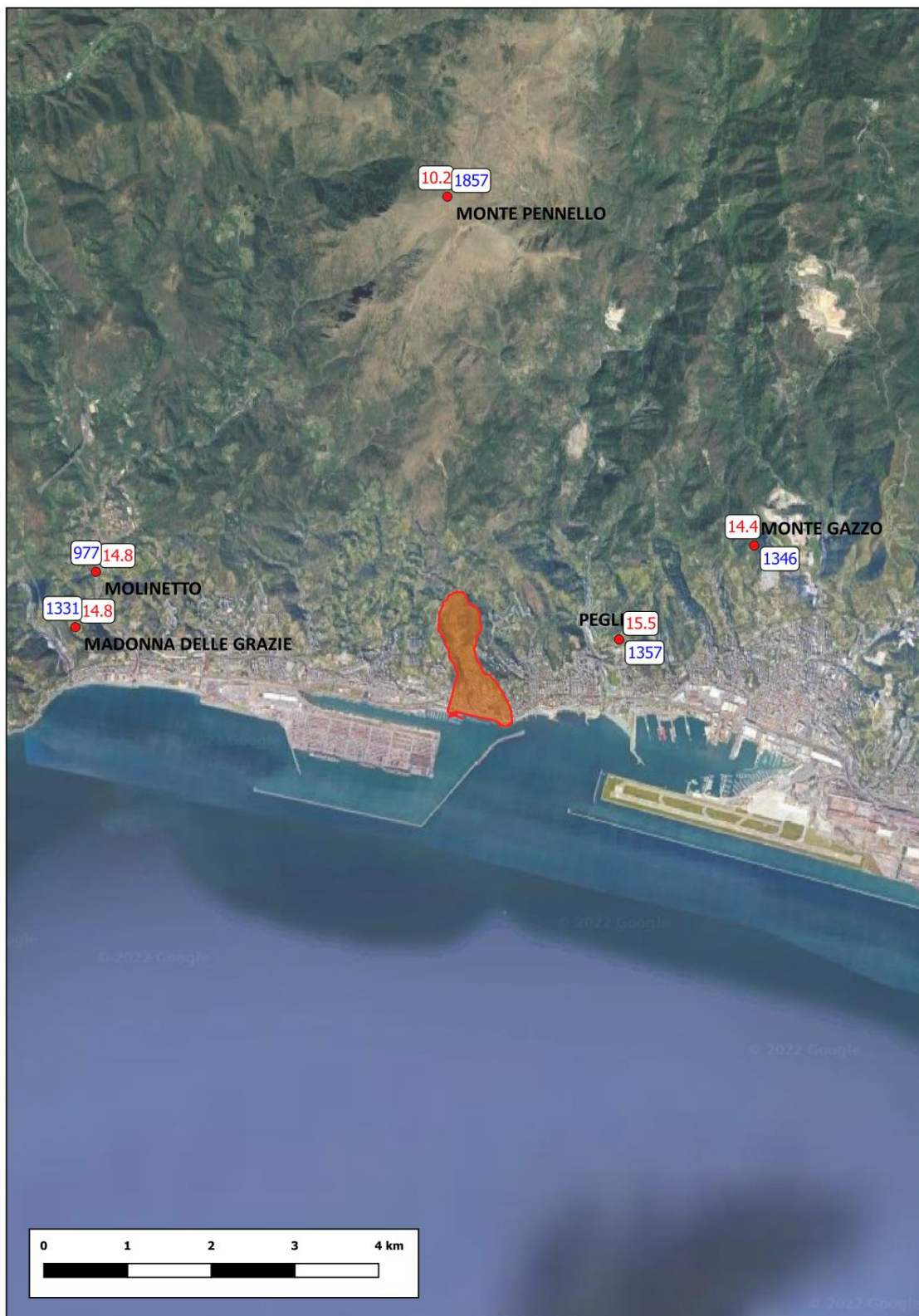


Figura 77 – Bacino del rio Grillè – Stazioni meteorologiche – Altezza di pioggia cumulata annua (AZZURRO) e temperatura media annua (ROSSO)

4.5.2. RUSLE 2015

Un'altra metodologia implementata a scala di bacino con lo scopo di fornire una stima indicativa dei volumi erosi medi annui è la versione modificata del modello RUSLE2015, basata sugli studi di Renard (1997). Seguendo l'approccio sviluppato da Panagos[16], l'European Soil Data Centre (ESDAC) ha pubblicato la copertura a livello europeo delle mappe di erosione media annua del suolo in accordo alla formulazione seguente:

$$E = R K C L S P$$

in cui i parametri sono rappresentati nelle unità di misura della trattazione originaria a cui si rimanda e assumono il seguente significato:

- E = produzione media annua di sedimenti
- R = rainfall erosivity factor
- K = soil erodibility factor
- C = cover-management factor
- LS = slope length and slope steepness factor
- P = support practices factor

Il lavoro di Panagos[16] ha utilizzato i dati digitali più recenti relativi alla copertura del suolo, alla piovosità, ai fattori topografici e di utilizzo delle terre, al fine di elaborare una mappa complessiva a risoluzione medio-alta in grado di fornire l'erosività media sulla singola cella.

I dati relativi alla piovosità (R) e all'erodibilità del suolo (K) sono stati campionati con un passo di discretizzazione di circa 500[m].

Il campo relativo all'utilizzo e alla gestione del suolo (C) nonché quello inerente alla presenza di opere di regimazione e contenimento delle terre (P) hanno una definizione maggiore sino a raggiungere un passo di circa 100[m].

Per finire, la precisione con cui è stata campionata la geometria del terreno per valutare i coefficienti di pendenza locale ha raggiunto una discretizzazione pari a circa 25[m].

Tutto ciò premesso, in Figura 78 è riportata l'intera mappa relativa all'area italiana.



Figura 78 – RUSLE2015 – ESDAC – Soil Loss in European Union scaled to Italy

Risulta agevole, pertanto, partendo dai dati forniti dall'ESDAC, operare una media a scala di bacino per ottenere un valore associato all'erosività potenziale annua prevista per il rio Grillè, riportata nella successiva Figura 79.

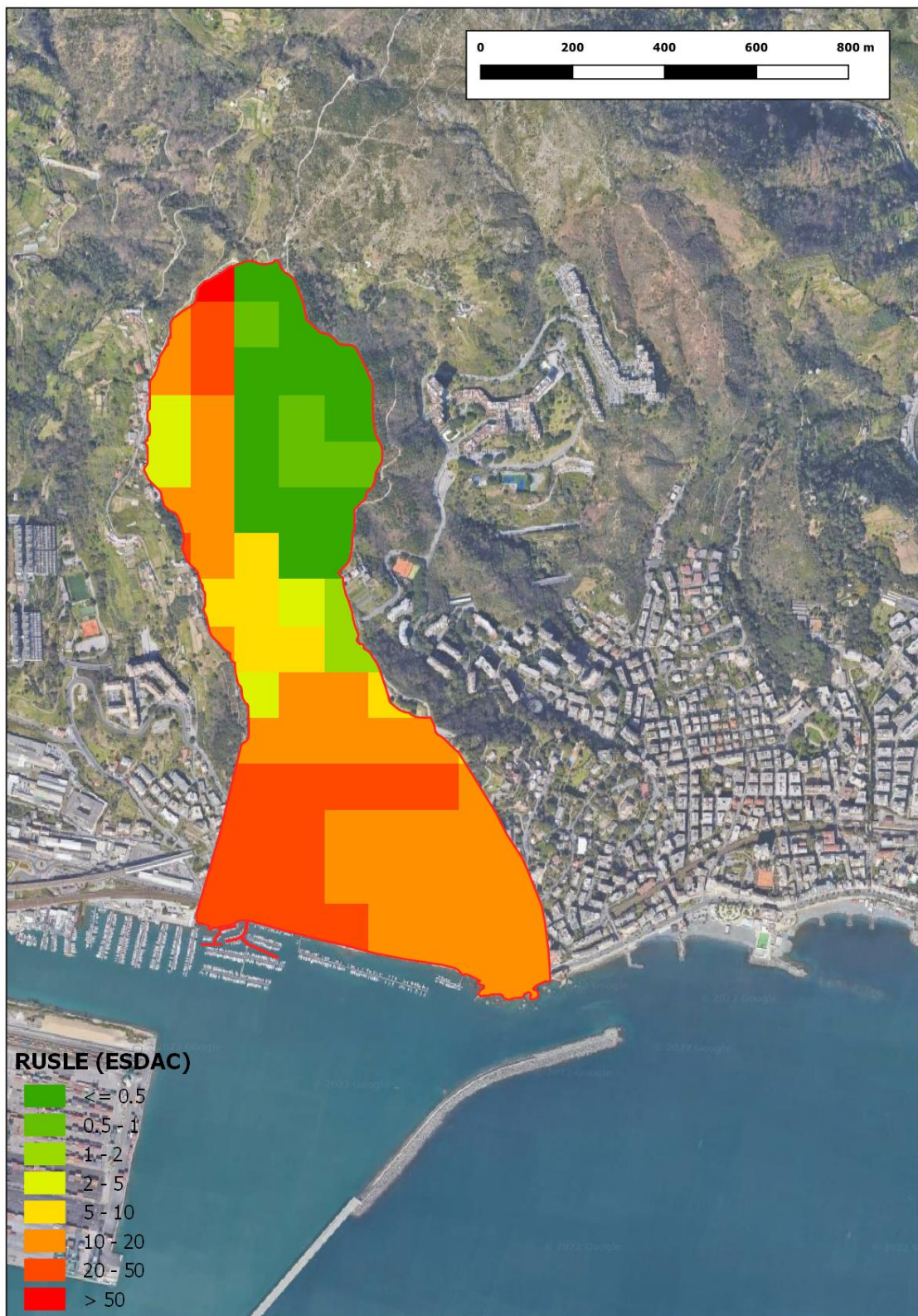


Figura 79 – Bacino del rio Grillè – RUSLE 2015 (ESDAC) – Produzione media annua di sedimenti [t/ha/year]

L'analisi a scala di bacino fornisce un valore dell'erosività media per il rio Grillè, chiuso alla foce, pari ad un parametro $E=13.56$ [t/(h y)].

Moltiplicando tale valore per l'area del bacino ed applicando una conversione peso/volume in grado di tener conto di una certa porosità dei sedimenti ($p=0.4 \div \gamma=1.6$ [t/m³]) si ottengono i risultati riassunti in Tabella 20.

Area	F	[km ²]	0.64		
Erosività media annua	E	[t/h]	13.56		
Densità media dei sedimenti	γ	[t/m ³]	1.6		
Produzione media annua di sedimenti	T	[t]	866		
Volume medio annuo sedimenti erosi			G	[m ³]	542

Tabella 20 – RUSLE2015 (ESDAC)

Il metodo RUSLE2015 fornisce per il bacino del rio Grillè, chiuso alla foce, un volume solido potenziale annuo mobilitato pari all'incirca a $V_M=540$ [m³], in linea con l'ordine di grandezza del valore precedentemente stimato attraverso il metodo EPM.

4.5.3. SINTESI DEI RISULTATI

Dall'analisi dei risultati precedenti, riportati in sintesi nella Tabella 21, si può stimare, a favor di sicurezza, un volume medio annuo di sedimenti erosi dal bacino del rio Grillè pari all'incirca a $V_{C\text{RUSLE}}=540[m^3]$.

La vasca di sedimentazione in progetto, come descritto in dettaglio al precedente paragrafo §4, presenta dimensioni pari a $b=11[m]$ x $L=35[m]$ e una profondità $d=1.5[m]$ rispetto al medio mare, con una capacità minima stimata all'incirca pari a $C=570[m^3]$ confrontabile, pertanto, con il volume medio eroso mobilitato prodotto dal bacino, variabile nell'intervallo $V_{M\text{EPM}}\approx 340[m^3] \div V_{M\text{RUSLE}}\approx 900[m^3]$, considerando una porosità del materiale pari a $p=0.4[-]$.

		<i>EPM Gavrilovic</i>	<i>ESDAC RUSLE2015</i>
Volume medio annuo compatto sedimenti erosi	V_c [m ³]	200	540

Tabella 21 – Sintesi dei volumi medi annui erosi

Ulteriormente, è interessante valutare anche il sedimentogramma prodotto dall'evento calamitoso duecentennale facendo riferimento al legame Q_L-Q_s stimato al precedente paragrafo §4.3.2.

In Figura 80 è riportato il sedimentogramma di progetto per il trasporto al fondo per l'evento duecentennale. Il volume compatto in ingresso è pari a $V_c=168[m^3]$, equivalente ad un volume mobilitato $V_M=280[m^3]$ considerata nuovamente una porosità del materiale pari a $p=0.4[-]$.

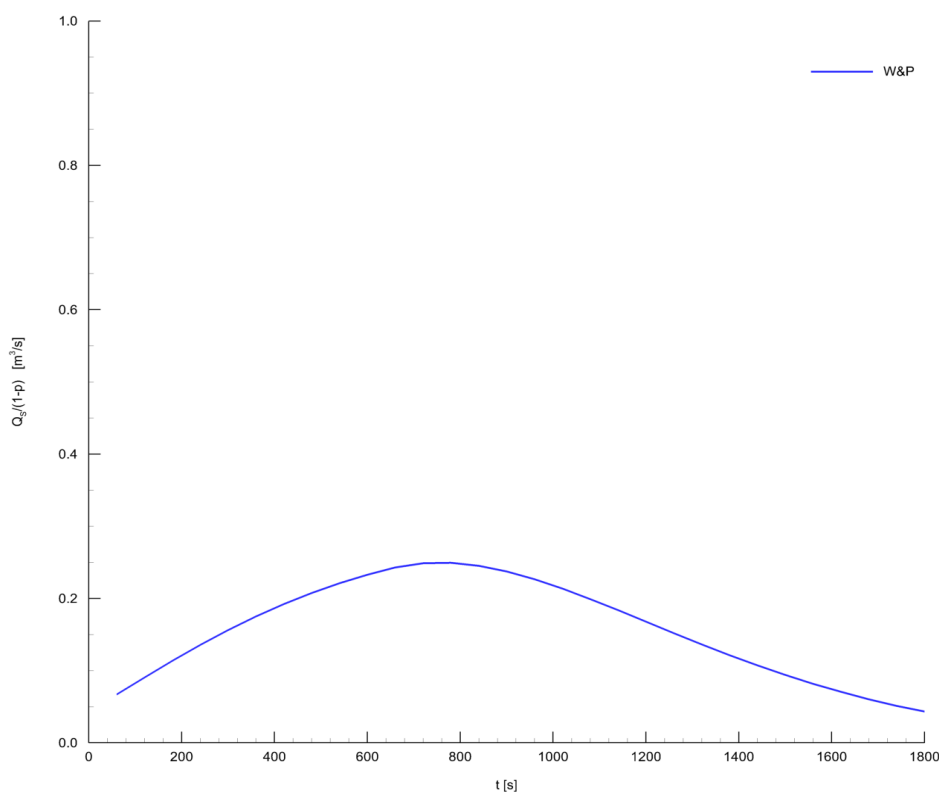


Figura 80 – EVENTO T=200[anni] – Sedimentogramma in ingresso

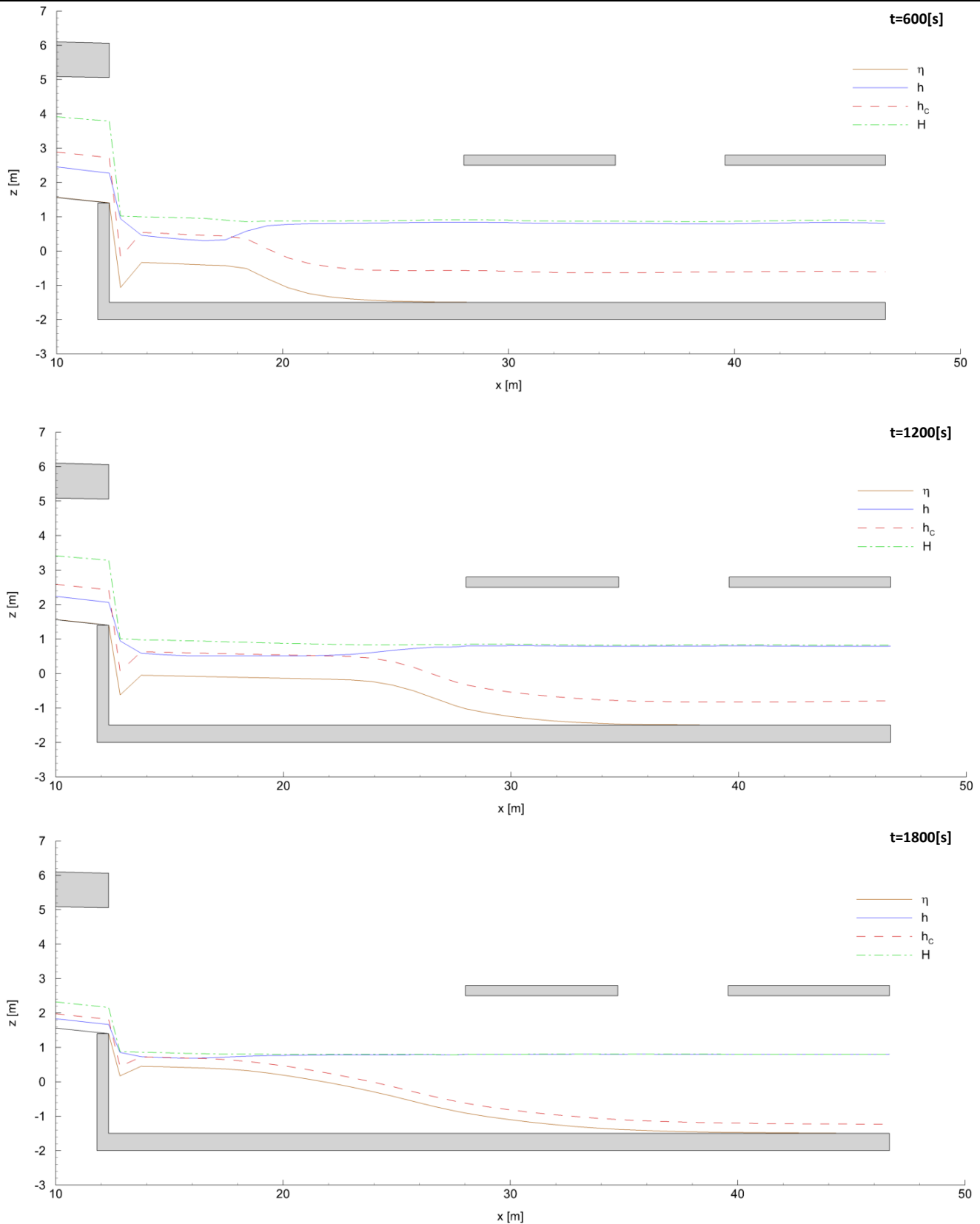


Figura 81 – EVENTO T=200[anni] – Evoluzione del fondo – Istante $t=10/20/30$ [min]

In Figura 81 è riportata l'evoluzione temporale del fondo all'interno della vasca di sedimentazione durante la progressione dell'evento calamitoso con tempo di ritorno duecentennale.

Dai risultati è possibile notare come la vasca di sedimentazione intercetti i sedimenti trasportati al fondo in arrivo dalla tombinatura e, progressivamente, si riempia avvicinandosi al profilo di fondo valutato al paragrafo §4.3.2, che ne rappresenta le naturali condizioni asintotiche.

Come già descritto al precedente paragrafo §4.3.2, per quanto concerne l'equilibrio della vasca di sedimentazione, la presenza del trasporto in sospensione può essere trascurata in quanto, data la ridotta lunghezza del tratto, con ogni probabilità i sedimenti fini usciranno dal bacino e si riverseranno nello specchio acqueo portuale, non alterando la dinamica del fondo di equilibrio governato dalle pezzature sabbioso/grossolane.

Pertanto, se per la definizione dell'equilibrio morfodinamico della vasca di sedimentazione è pienamente sufficiente analizzare il solo trasporto di fondo, per una stima della portata solida di torbida che potrebbe riversarsi nel bacino portuale durante un evento calamitoso è più efficace procedere alla valutazione del sedimentogramma mediante una formulazione relativa al trasporto solido totale come, ad esempio, l'equazione di Engelund & Hansen, che intrinsecamente tenga in conto anche la quota-parte fine del sedimento, come riportato in Figura 82.

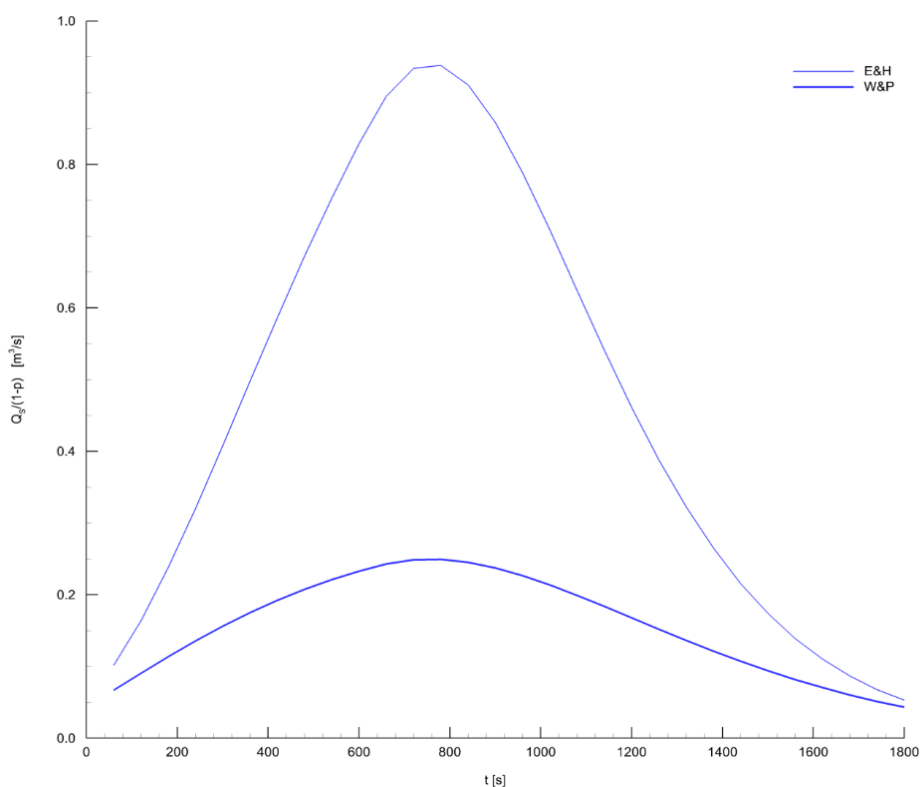


Figura 82 – EVENTO T=200[anni] – Sedimentogrammi in ingresso. Trasporto al fondo (W&P) e trasporto totale (E&H)

Utilizzando il legame formativo determinato in precedenza, assumendo a favor di sicurezza la massima larghezza caratteristica e impostando un diametro medio pari a $d_{50}=5[\text{mm}]$, in linea con il campo di validità della relazione di chiusura, si ottiene un volume solido compatto in ingresso pari a $V_c=506[\text{m}^3]$ che considera, implicitamente, anche la parte torbida/fine dei sedimenti e, pertanto, è direttamente confrontabile con le formule EPM/RUSLE a scala di bacino che, implicitamente, considerano l'intera curva granulometrica.

I risultati sono sintetizzati in Tabella 22.

Volume medio annuo sedimenti erosi	G	[m ³]	540
Trasporto al fondo (W&P) Evento T=200[anni]	V _c	[m ³]	168
Trasporto totale (E&H) Evento T=200[anni]	V _c	[m ³]	506

Tabella 22 – Sintesi dei volumi medi annui erosi

È possibile notare come lo scenario calamitoso, avente un tempo di ritorno duecentennale, riesca a mobilitare, a scala di evento, un volume solido compatto in termini di trasporto totale del tutto confrontabile con l'apporto medio dell'anno tipo in assenza di eventi estremi, a causa della dinamica prettamente non lineare che caratterizza il trasporto di sedimenti.

Tale fatto non deve stupire in quanto, com'è noto dall'estesa bibliografia a riguardo, gli eventi calamitosi sono in grado di trasportare, sotto talune particolari condizioni, volumi solidi significativamente maggiori dell'apporto annuo in ragione delle significative forze mobilitanti agenti sul fondo alveo (per effetto della corrente) e sui versanti (per effetto delle significative precipitazioni).

Lo Scrivente



Ing. Giampiero NOBILE

Giampiero Nobile