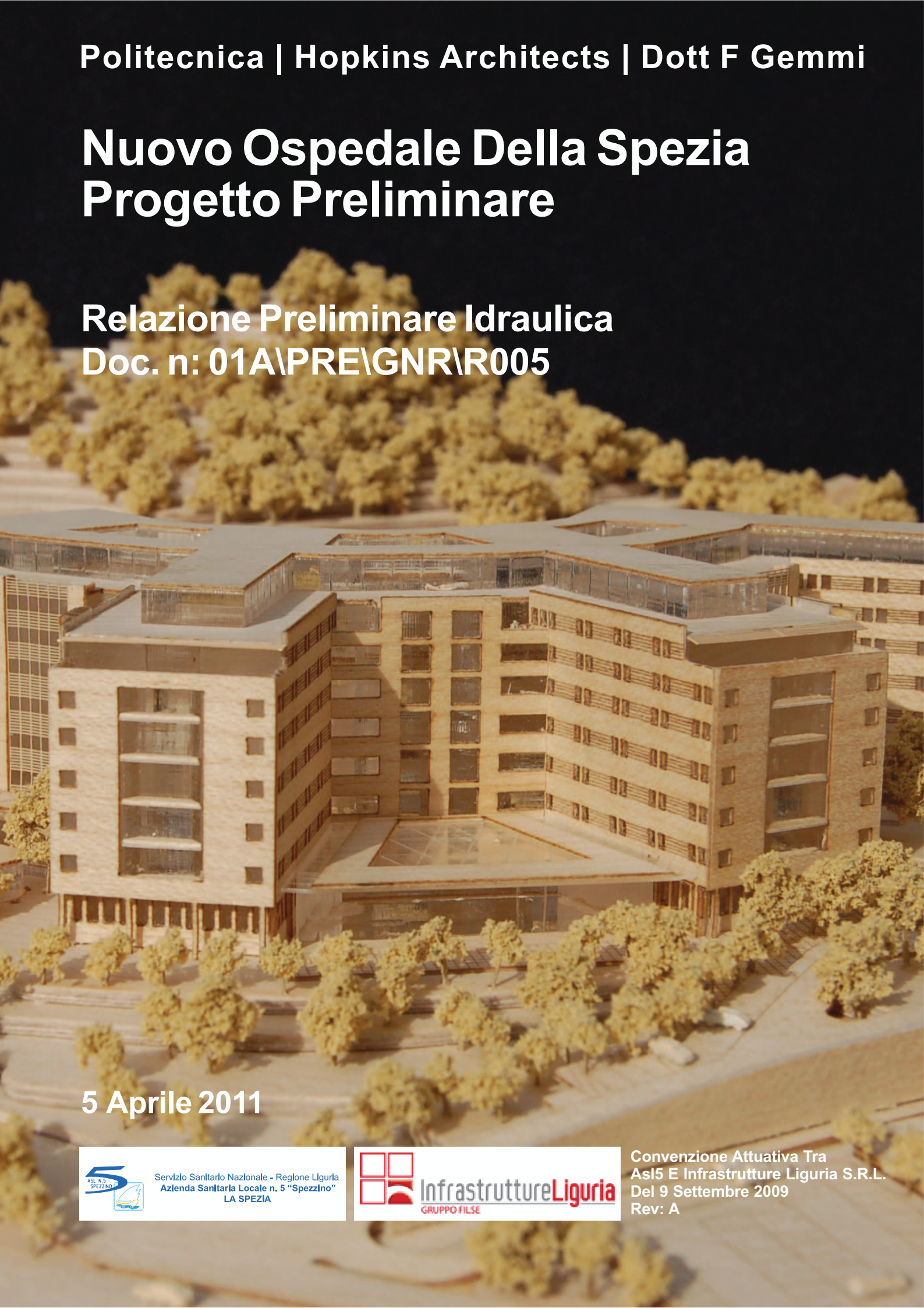
Politecnica | Hopkins Architects | Dott F Gemmi

Nuovo Ospedale Della Spezia
Progetto Preliminare

Relazione Preliminare Idraulica
Doc. n: 01A\PRE\GNR\R005



5 Aprile 2011

Servizio Sanitario Nazionale - Regione Liguria
Azienda Sanitaria Locale n. 5 "Spezzino"
LA SPEZIA

InfrastruttureLiguria
GRUPPO FILSE

Convenzione Attuativa Tra
Asl5 E Infrastrutture Liguria S.R.L.
Del 9 Settembre 2009
Rev: A

NUOVO OSPEDALE DELLA SPEZIA

RELAZIONE PRELIMINARE IDRAULICA

Rev	Data	Sez	Pag	Redatto	Controllato	Approvato	Descrizione
A	28/02/2011	1	24	POLI	MI	-	Per commenti
1	05/04/2011	1	24	POLI	MI	SB	Per emissione

Indice

1. Introduzione 3
2. Riferimenti Normativi e regime dei vincoli idraulici 3
3. Inquadramento del reticolo idrografico naturale 5
4. Analisi delle piogge intense 7
4.1. Dati pluviometrici 7
4.2. Analisi statistica dei dati pluviometrici 8
4.2.1. Interpolazione dei dati pluviometrici con distribuzione di Gumbel 8
4.2.2. Estrapolazione delle curve altezza-durata-frequenza 11
4.2.3. Curve di possibilità climatica 15
4.3. Analisi statistica mediante applicazione del metodo VAPI (regionalizzazione delle piogge) 16
5. Regimazione del reticolo idrografico naturale 18
5.1. Calcolo delle portate di piena 19
5.2. Verifica della sezione di deflusso (stato attuale) 22
5.3. Interventi progettuali di regimazione idraulica 23

1. Introduzione

La Relazione Preliminare Idraulica per il progetto del Nuovo Ospedale Felettino della Spezia ha lo scopo di inquadrare il progetto dell'ospedale rispetto al reticolo idrografico naturale superficiale, individuare le eventuali interferenze e proporre interventi di risoluzione e mitigazione, nel rispetto delle Normative vigenti e tenendo presente il principio dell'invarianza idraulica del territorio.
Dopo un'analisi dei riferimenti normativi e del regime dei vincoli idraulici, lo studio idrologico e idraulico si articola nei seguenti capitoli:

- Capitolo 2: Riferimenti Normativi e regime dei vincoli idraulici
- Capitolo 3: Inquadramento del reticolo idrografico naturale
- Capitolo 4: Analisi delle piogge intense
- Capitolo 5: Regimazione del reticolo idrografico naturale

2. Riferimenti Normativi e regime dei vincoli idraulici

I riferimenti normativi che interessano gli interventi di natura idraulica in oggetto riguardano principalmente le norme di legge regionale che disciplinano gli interventi sui corsi d'acqua in Liguria:

- **NORME DI ATTUAZIONE Piano di Bacino Ambito 20 - Golfo della Spezia;**
- **D.G.R. 1360/2010: "**L.r. 58/2009, art. 3. Criteri dell'Autorità di Bacino regionale in merito alla definizione della significatività idraulica dei corsi d'acqua nella pianificazione di bacino e alla normativa associata".

Inoltre, gli aspetti idraulici del progetto sono valutati nel rispetto delle Normative sulle opere idrauliche:

- **R.D. n. 523 del 1904**: "Testo unico delle disposizioni di legge intorno alle opere idrauliche delle diverse categorie";
- **D. Min. LL.PP. del 12.12.1985**: "Norme tecniche relative alle tubazioni";
- **D.Lgs. n. 152 del 03.04.2006**: "Norme in materia ambientale".

Il Piano di Bacino - Stralcio sul Rischio Idrogeologico - Caratteristiche idrauliche e geologiche del territorio – Valutazione del rischio idraulico e geomorfologico (Aree Ambito 20) fornisce la cartografia di base che stabilisce i vincoli idraulici dell'area di interesse:

- TAVOLA 6 – Carta del reticolo idrografico principale (limiti dei bacini e sottobacini). Settore Nord (Scala 1:10000). Ottobre 2009 (**Figura 2.1**)
- TAVOLA 14 – Fasce inondabili. Torrente Vecchia Dorgia-Torrente Nuova Dorgia (Scala 1:5000). Ottobre 2008 (**Figura 2.2**).

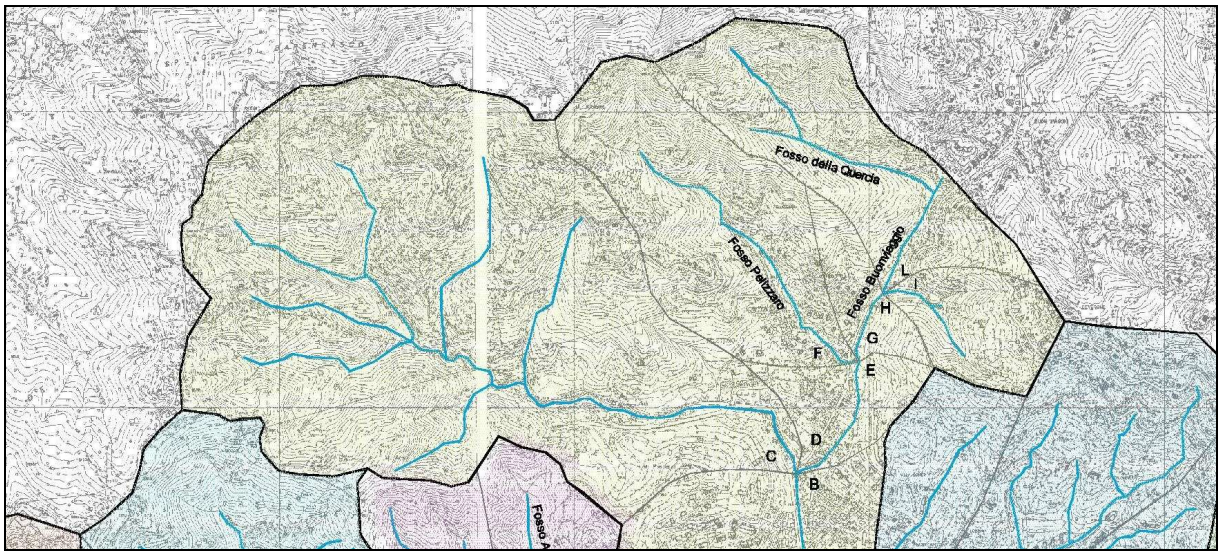


Figura 2.1. Carta del reticolo idrografico principale.



Figura 2.2. Fasce inondabili.

In aggiunta alla cartografia del Piano di Bacino, il D.G.R. 1360/2010 sostituisce il concetto di reticolo idrografico principale con quello di reticolo idrografico significativo definito come *l'insieme delle aste fluviali con bacino sotteso inferiore a 0.1 Km^2, con l'aggiunta delle aste con bacini inferiori a 0,1 km^2 con fasce di inondabilità perimetrate nei piani di bacino vigenti.* Il reticolo idrografico significativo è definito ai fini della Pianificazione di Bacino Stralcio per l'Assetto Idrogeologico come la parte di reticolo idrografico sulla quale si applica la disciplina vincolistica dei Piani di Bacino. Il Piano di Bacino attualmente in vigore non ha ancora recepito il D.G.R. 1360/2010, che pertanto non costituisce ad oggi un reale vincolo normativo per i lavori in oggetto.
Inoltre, la carta delle fasce inondabili non tiene conto del recente intervento di sistemazione idraulica del T. Dorgia che ha modificato il comportamento idrodinamico del corso d'acqua.
Per il presente progetto preliminare si farà sempre e solo riferimento alle Norme del Piano di Bacino.

3. Inquadramento del reticolo idrografico naturale

L'area di progetto è situata in Loc. Felettino, nel Comune di La Spezia (SP), in sinistra idraulica del T. Dorgia. Il T. Dorgia è oggetto di un importante intervento di tombamento, attualmente in fase di realizzazione, all'interno del progetto Raccordo Discesa Felettino, che prevede la realizzazione dello svincolo che consentirà tra l'altro l'accesso e l'uscita dal nuovo ospedale. Le linee d'acqua affluenti, in sinistra idraulica, del T. Dorgia, che verranno interessate dalle opere di progetto, sono caratterizzate da un bacino imbrifero limitato ed hanno un andamento strettamente collegato con il regime delle precipitazioni, data anche la natura dei terreni e la vicinanza del crinale. I bacini delle linee d'acqua di interesse per il progetto del nuovo ospedale sono delimitati nella Corografia dei bacini (Allegato A).
Allo stato attuale, le linee d'acqua L1 e L5 (Bacini B1 e B5) corrono lungo il confine esterno dell'ospedale, mentre le linee d'acqua L2, L3, L4 (Bacini B2, B3 e B4) intercettano l'attuale complesso ospedaliero.
La linea d'acqua L1 (**Bacino B1**) si sviluppa in adiacenza al lato esterno del muro di confine, sul lato est dell'attuale ospedale; procedendo da monte verso valle, la linea d'acqua è tombata prima in una tubazione circolare di diametro pari a 1000 mm, per una lunghezza di 25 m, e successivamente in una seconda tubazione delle stesse dimensioni, per una lunghezza di circa 60 m, fino alla confluenza con il T. Dorgia.

La linea d'acqua L5 (**Bacino B5**) si sviluppa attualmente in adiacenza al lato esterno del muro di confine sul lato ovest dell'attuale ospedale, lungo la via d'accesso laterale (Via del Forno); procedendo verso valle, la sponda sinistra coincide con il muro stesso. A circa 20 m dallo sbocco nel T. Dorgia, la linea d'acqua è tombata in una tubazione circolare di diametro 1000 mm. Da notare che la viabilità di cantiere per la costruzione della galleria all'interno del progetto Variante Aurelia Lotto 3, ha già modificato lo stato naturale dei luoghi, attraverso la rimozione della vegetazione e il confinamento della linea d'acqua a lato della pista di cantiere.

La linea d'acqua L2 (**Bacino B2**), seppur di ridotte dimensioni, è ben definita; in prossimità dell'ospedale, le acque del bacino B2 sono convogliate in una tubazione circolare di diametro 1000 mm per poi confluire a valle dell'ospedale nel reticolo idrografico naturale.

I **Bacini B3 e B4** sono invece poco più che depressioni naturali del terreno appena accennate, senza una definita incisione, il cui contributo è molto modesto.

Infine il limite sud dell'attuale area ospedaliera si trova in adiacenza al **T. Dorgia**, in corrispondenza del progetto di sistemazione idraulica in corso di realizzazione, e ricade all'interno della fascia di rispetto del Torrente.

Le caratteristiche morfologiche e idrografiche dei bacini sono state misurate dalla CTR della Regione Liguria in scala 1:5000; la permeabilità dei bacini di interesse è piuttosto elevata, anche per l'elevata percentuale della superficie a bosco (Tabella 3.1).

Tabella 3.1. Caratteristiche morfologiche e idrografiche dei bacini (stato attuale).

Caratteristica	B1	B2	B3	B4	B5
Superficie [ha]	2.48	2.43	0.96	0.34	12.97
Lunghezza asta principale [m s.l.m.]	365	352	107	67	752
Altitudine massima [m s.l.m.]	120	140	80	105	220
Altitudine media [m s.l.m.]	75.5	95.0	65.0	77.5	127.5
Altitudine sezione di chiusura [m s.l.m.]	31	50	50	50	35
Pendenza media [1]	0.244	0.256	0.280	0.821	0.246
Superficie impermeabile [%]	60	25	20	25	25
Superficie permeabile [%]	40	75	80	75	75

Lo studio delle piogge intense consiste nell'analisi statistica degli eventi di pioggia di massima intensità che sono all'origine delle portate di piena (analisi pluviometrica).

4. Analisi delle piogge intense

4.1. Dati pluviometrici

La stazione pluviometrica più vicina al sito in oggetto e utilizzata per l'analisi delle piogge è la stazione di La Spezia, i cui dati sono pubblicati dal Servizio Idrografico Italiano, sezione di Genova. Data la ridotta dimensione dei bacini imbriferi in analisi, gli eventi di pioggia critici che producono le massime portate di piena sono quelli aventi breve durata e forte intensità. Sono stati raccolti i dati di pioggia di durata 5', 10', 15', 20', 25', 30', 1h, 3h, 6h, 12h, 24h pubblicati nella Parte I degli Annali Idrologici del Servizio Idrografico; i dati sono stati successivamente ordinati in senso crescente per la successiva analisi statistica (**Tabella 4.1**).

Tabella 4.1. Dati pluviometrici - Stazione di La Spezia (1932-1986).

Durata										
5'	**10'**	**15'**	**20'**	**25'**	**30'**	**1h**	**3h**	**6h**	**12h**	**24h**
6.4	7.8	10.4	11.2	12.4	13.0	15.8	25.0	29.4	36.0	51.0
6.6	8.0	11.2	11.7	12.6	13.4	16.7	28.8	32.8	37.2	53.0
9.8	8.6	11.6	11.8	12.8	14.0	17.2	29.4	35.0	39.8	53.4
19.0	9.8	11.6	12.2	14.4	15.6	18.8	29.5	35.8	48.0	53.4
	10.0	12.6	13.0	15.6	15.8	18.8	29.6	38.2	48.6	56.2
	10.0	13.6	13.0	22.8	15.8	19.8	32.2	39.0	50.4	58.2
	10.2	14.2	14.2		19.4	20.2	32.4	40.8	51.2	60.8
	10.6	14.4	17.8		22.2	21.0	33.4	41.0	51.6	61.8
	11.0	16.4	18.0		24.8	21.6	33.6	41.0	53.4	63.2
	11.0	17.0	19.6		25.0	22.0	34.8	43.6	53.8	73.8
	11.0	17.4	20.0		26.0	22.4	36.8	45.8	54.4	75.6
	11.0	18.2	20.0		27.2	22.4	37.2	46.6	57.6	75.8
	11.4	24.0	21.8		27.6	22.6	38.0	47.0	57.8	78.0
	11.4	25.4	21.8		32.2	27.0	38.2	47.8	61.7	80.8
	12.0	26.4	22.0		32.2	27.0	38.2	47.8	61.6	80.8
	13.0	38.6	22.4		36.0	29.0	38.4	49.3	66.0	85.6
	13.0		27.6		36.6	29.6	41.4	50.2	69.2	88.8
	13.8		27.8		37.0	30.0	41.4	50.0	67.6	88.4
	15.0		35.0		40.0	30.4	43.6	52.2	69.4	89.6
	15.0		37.0		41.0	30.6	44.4	52.6	71.4	89.8
	15.0				41.8	31.0	45.0	53.6	75.6	92.6
	15.4					32.8	45.0	52.8	71.4	91.0
	15.8					33.0	46.2	56.0	77.2	93.8
	15.9					33.0	47.0	56.8	78.8	94.0
	16.7					34.0	49.8	60.4	80.0	94.4
	20.0					36.0	50.4	61.8	81.0	96.6
						37.2	51.8	62.0	84.0	96.6
						38.2	52.6	65.6	84.6	98.4
						38.4	53.6	66.6	85.0	101.8

Durata										
5'	10'	15'	20’	25’	30'	1h	3h	6h	12h	24h
						39.0	55.2	66.8	86.0	104.0
						39.6	60.4	68.6	86.2	105.8
						40.4	61.6	74.8	88.8	106.8
						42.0	62.6	78.0	89.6	110.2
						45.0	64.4	81.4	89.6	111.8
						45.0	67.0	82.6	90.8	113.0
						46.0	67.6	84.4	90.8	114.8
						46.2	69.8	86.6	91.0	114.8
						46.2	70.8	86.8	91.2	116.4
						46.8	72.2	86.8	91.2	119.0
						46.8	72.4	87.0	91.2	119.0
						48.8	80.6	89.6	109.4	135.0
						56.6	80.6	88.6	106.0	134.2
						57.0	83.4	93.0	111.2	147.0
						58.6	85.6	108.4	126.0	150.2
						68.2	90.0	112.8	127.2	156.0
						69.6	92.6	136.6	146.0	165.0
						92.6	123.4	139.0	151.6	173.4

4.2. Analisi statistica dei dati pluviometrici

La rete meteorica che interessa la zona dell’intervento, in termini di distribuzione della massima intensità di pioggia nello spazio e nel tempo, è stata assunta uniformemente distribuita nello spazio. Le altezze massime di pioggia sono ricavate dalle curve di possibilità pluviometrica (CPP) per un assegnato tempo di ritorno (T_R), estrapolate dai dati pluviometrici interpolati con la distribuzione asintotica di Gumbel a due parametri.

4.2.1. Interpolazione dei dati pluviometrici con distribuzione di Gumbel

I dati di pioggia sono interpolati con la distribuzione asintotica di Gumbel a due parametri, definita in $-\infty < x < \infty$:

Funzione di densità di probabilità: $$f(h) = \frac{1}{\sigma}\exp\left[-\frac{h-\mu}{\sigma} - \exp\left(-\frac{h-\mu}{\sigma}\right)\right] \quad [4.1]$$

Funzione di distribuzione di probabilità: $$F(h) = \exp\left[-\exp\left(-\frac{h-\mu}{\sigma}\right)\right] \quad [4.2]$$

La distribuzione di Gumbel, che è invertibile, può essere linearizzata, introducendo la variabile ridotta G, e i parametri μ e σ della distribuzione sono stimati, per ciascuna durata di pioggia, con il metodo dei minimi quadrati:

$$-\ln(-\ln(F(h))) = \frac{1}{\sigma}h - \frac{\mu}{\sigma} \Rightarrow G = Ah + B;\ G = -\ln(-\ln(F(h)));\ A = \frac{1}{\sigma};\ B = -\frac{\mu}{\sigma} \quad [4.3]$$

La probabilità di non superamento delle altezze massime di pioggia registrate F(h) e la variabile ridotta G(h) vengono determinate a partire dalla cosiddetta probabilità campionaria (*Weibull Plotting Position*), ottenuta ordinando in ordine crescente i dati di pioggia:

$$F(h_i) = \frac{i}{n+1} \quad [4.4]$$

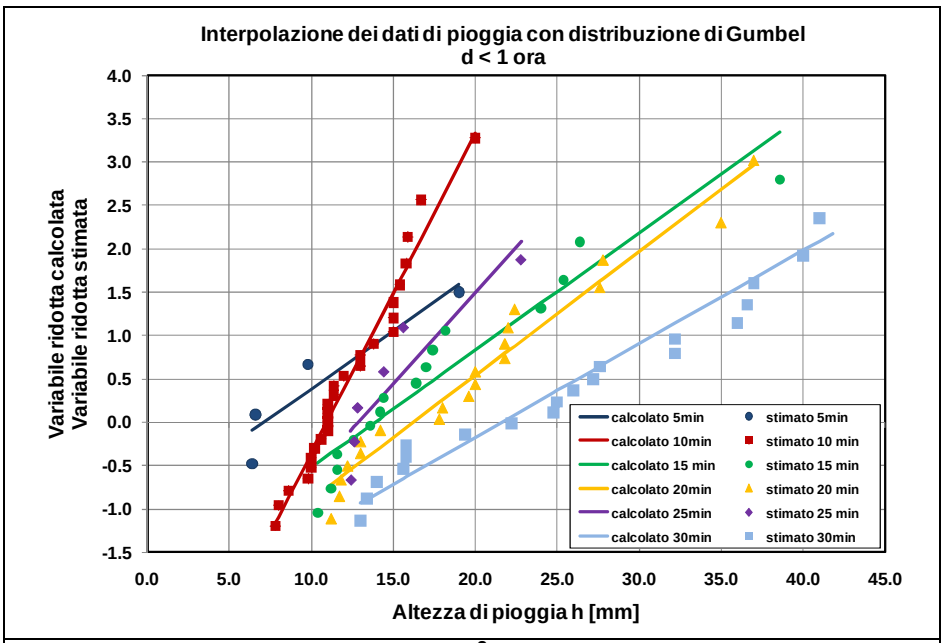
Dove:

- n è il numero totale di dati analizzati;
- i è il numero di dati non superiori ad h.

Tabella 4.2. Parametri μ e σ della distribuzione di probabilità dei dati pluviometrici.

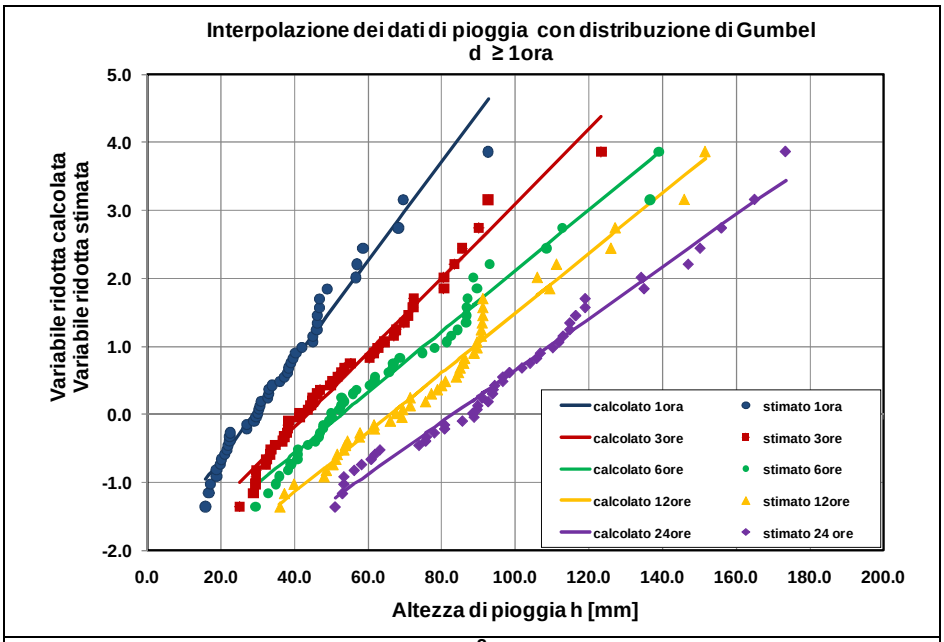
Durata	Parametri della distribuzione			
	A	B	σ = 1/A	μ = -B/A
5'	0.1334	-0.9487	7.494	7.109
10'	0.3685	-4.0373	2.714	10.956
15'	0.1352	-1.8764	7.395	13.876
20'	0.1429	-2.3202	6.996	16.232
25'	0.2094	-2.6934	4.775	12.860
30'	0.1078	-2.3312	9.279	21.631
1h	0.0729	-2.1049	13.725	28.891
3h	0.0547	-2.3732	18.271	43.361
6h	0.0447	-2.3588	22.355	52.730
12h	0.0439	-2.8983	22.774	66.007
24h	0.0381	-3.1611	26.241	82.951

La stima della bontà dell'interpolazione dei dati con la distribuzione di Gumbel si valuta confrontando i valori della variabile ridotta stimata (applicando la *Weibull Plotting Position*) e calcolata (con i parametri stimati) e calcolando il coefficiente R^2, come indicato in **Figura 4.1** e **Figura 4.2**.



R^2					
5'	**10'**	**15'**	**20'**	**25'**	**30'**
0.8716	0.9708	0.9145	0.9620	0.8194	0.9325

Figura 4.1. Funzione di distribuzione di probabilità calcolata versus stimata (d < 1 ora).



R^2				
1 hr	**3 hr**	**6 hr**	**12 hr**	**24 hr**
0.9740	0.9800	0.9758	0.9750	0.9829

Figura 4.2. Funzione di distribuzione di probabilità calcolata versus stimata (d ≥ 1 ora).

Il coefficiente R^2 è dato dalla seguente relazione:

$$R^2 = 1 - \frac{RSS}{TSS} \quad [4.5]$$

Somma residuale dei quadrati: $RSS = \sum_{i=1}^{n} (x_i - \hat{x}_i)^2$ [4.6]

Somma totale dei quadrati: $TSS = \sum_{i=1}^{n} (x_i - \bar{x})^2$ [4.7]

Dove x_i sono i valori stimati, $\hat{x}_i$ sono i valori calcolati con la distribuzione di Gumbel e $\bar{x}$ è la media dei valori misurati. Il coefficiente R^2 varia tra 0 e 1; più si avvicina a 1 e più i dati sono stati ben interpolati con la distribuzione di probabilità.
I risultati mostrano un buon accordo ($R^2 > 0.90$) per quasi tutte le durate di pioggia, ad eccezione delle durate di 5', 15' e 25', che saranno escluse dai successivi calcoli.

4.2.2. Estrapolazione delle curve altezza-durata-frequenza

La relazione che lega l'altezza di pioggia a un assegnato tempo di ritorno T_R viene determinata accoppiando la distribuzione di probabilità delle piogge e la probabilità di non superamento F(h) come funzione del tempo di ritorno T_R.
La frequenza o tempo di ritorno T_R, definito come l'intervallo di tempo medio tra due eventi di pioggia di altezza pari o superiore ad un valore fissato, definisce la probabilità annuale di accadimento di un evento:

$$F\left(h \geq h_{T_R}\right) = P\left(h \leq h_{T_R}\right) = 1 - \frac{1}{T_R} \quad [4.8]$$

La distribuzione di Gumbel, che è invertibile, può essere riscritta in modo da esprimere l'altezza di pioggia h in funzione del tempo di ritorno T_R (**Tabella 4.3**, **Figura 4.3** e **Figura 4.4**):

$$F(h) = \exp\left[-\exp\left(-\frac{h-\mu}{\sigma}\right)\right] \Rightarrow h = \mu - \sigma \ln(-\ln(F(h))) = \mu - \sigma \ln\left(-\ln\left(1 - \frac{1}{T_R}\right)\right) \quad [4.9]$$

Tabella 4.3. Altezze di pioggia h versus tempo di ritorno T_R.

Durata di pioggia	Altezza di pioggia [mm]							
Tempo di ritorno	**10'**	**20'**	**30'**	**1hr**	**3hr**	**6hr**	**12hr**	**24hr**
2	12	19	25	34	50	61	74	93
5	15	27	36	49	71	86	100	122
10	17	32	43	60	84	103	117	142
15	18	35	46	66	92	113	127	153
20	19	37	49	70	98	119	134	161
25	20	39	51	73	102	124	139	167
50	22	44	58	82	115	140	155	185
100	23	48	64	92	127	156	171	204
200	25	53	71	102	140	171	187	222
500	28	60	79	114	157	192	208	246

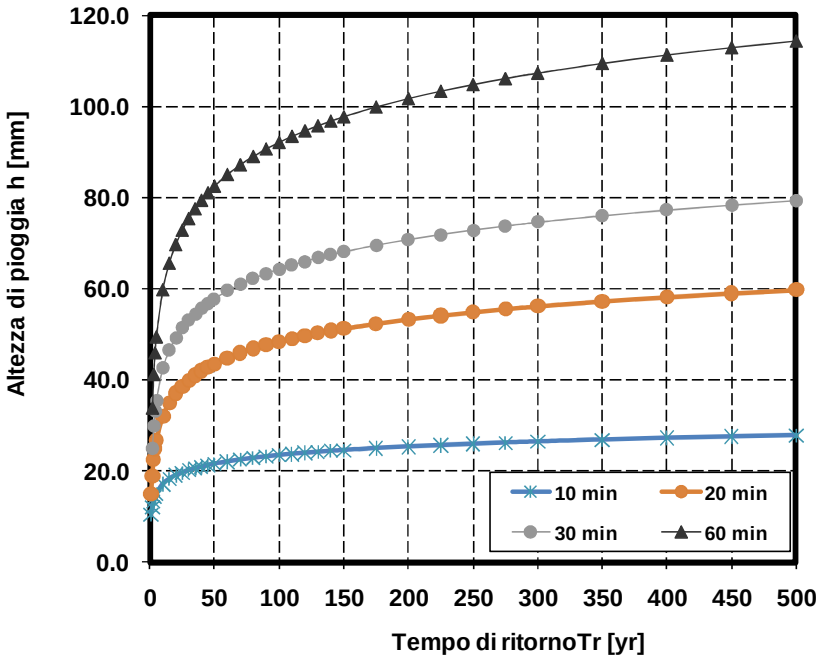


Figura 4.3. Curva altezza-durata-frequenza (d < 1 ora).

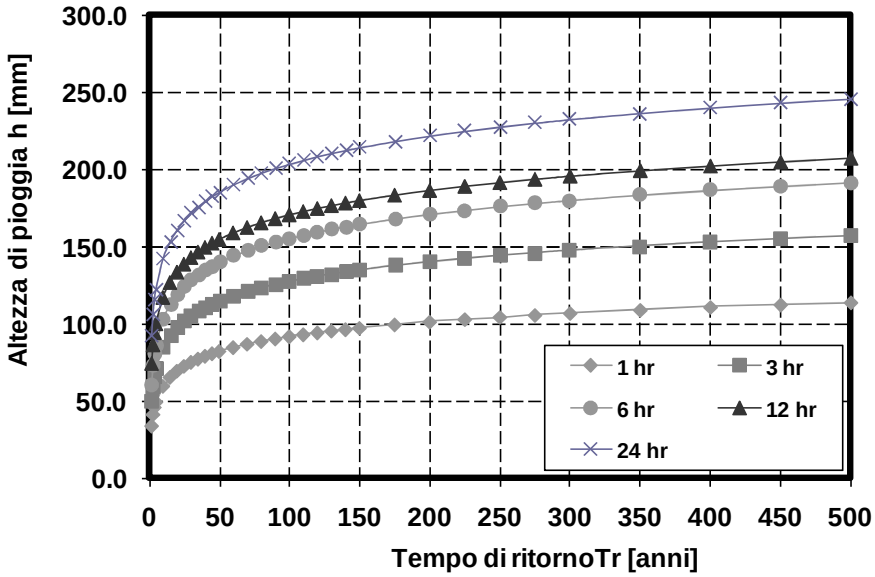


Figura 4.4. Curva altezza-durata-frequenza (d ≥ 1 ora).

Per la distribuzione di Gumbel è immediato anche calcolare i limiti di confidenza delle curve altezza-durata-frequenza (**Figura 4.5** a pagina seguente):

$$U_{T_R} = h_{T_R} + 1{,}96S \qquad [4.10]$$

$$L_{T_R} = h_{T_R} - 1{,}96S \qquad [4.11]$$

Dove S è lo *standard error* (rapporto tra la deviazione standard e il numero di dati del campione).

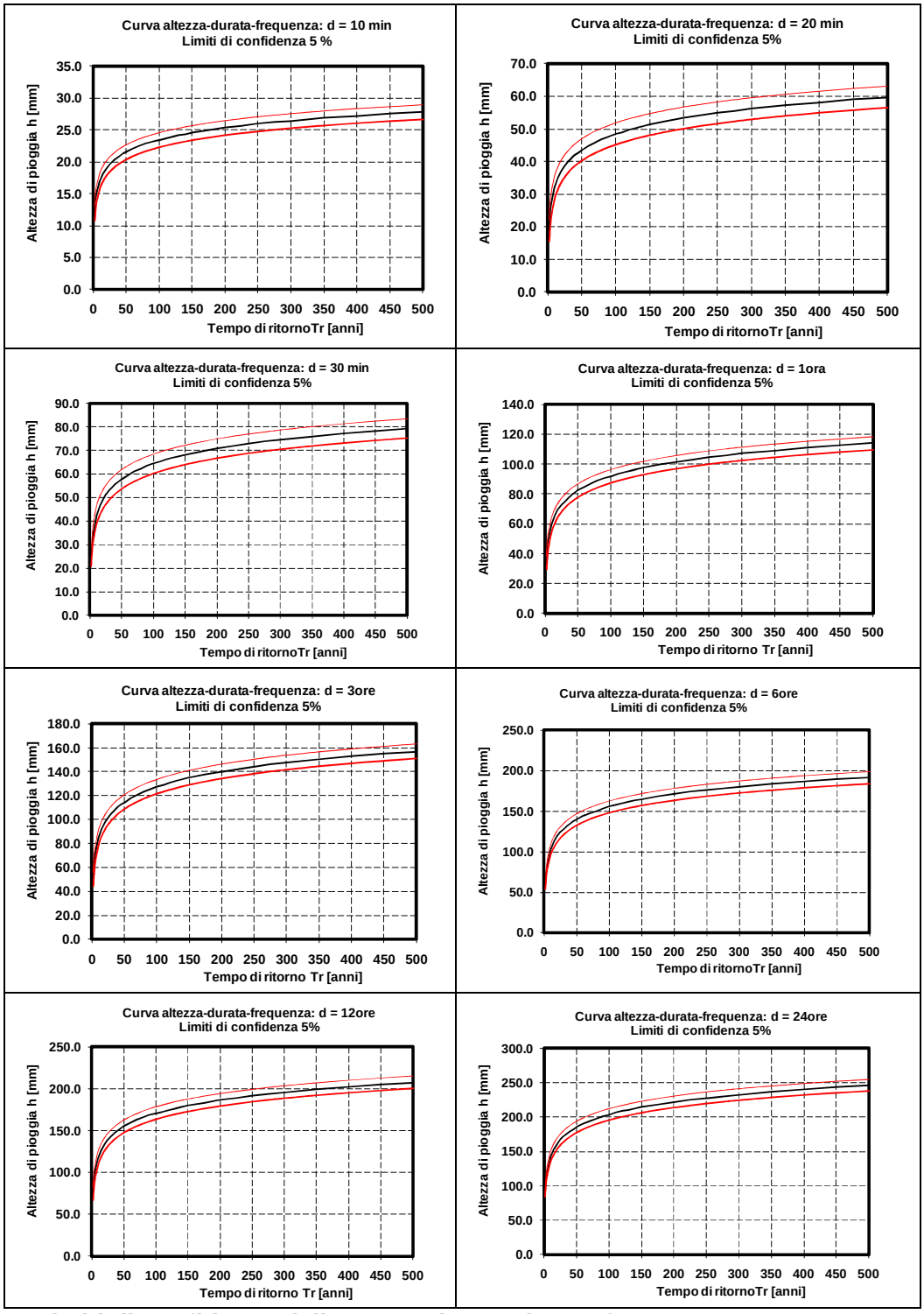


Figura 4.5. Limiti di confidenza delle curve altezza-durata-frequenza.

4.2.3. Curve di possibilità climatica

Nella pratica progettuale italiana, le curve di possibilità pluviometrica (CPP) si rappresentano spesso con una relazione a due parametri:

$$h(T_R) = a(T_R)d^{n(T_R)} \quad \begin{vmatrix} \text{if } h \le 1\text{hr} & h\,[\text{mm}] & d\,[\text{min}] & a\,[\text{mm}/\text{min}^n] & n\,[1] \\ \text{if } h \ge 1\text{hr} & h\,[\text{mm}] & d\,[\text{hr}] & a\,[\text{mm}/\text{hr}^n] & n\,[1] \end{vmatrix} \qquad [4.12]$$

- h è l'altezza di pioggia in mm;
- t è la durata di pioggia in minuti;
- a e n sono i parametri della curva che dipendono dai dati registrati.

I parametri della curva di possibilità pluviometrica dipendono dal tempo di ritorno T_R e sono ottenuti per interpolazione lineare ai minimi quadrati delle curve h-T_R (Tabella 4.4):

$$Y(h) = AX(d) + B \Rightarrow \log(h) = n\log(d) + \log(a);\quad n = A;\quad a = 10\text{^}(B) \qquad [4.13]$$

Tabella 4.4. Parametri a e n delle curve di possibilità pluviometrica.

T_R [yr]	d < 1 ora			d ≥ 1 ora		
	n = A	a = 10^(B)	R^2	n = A	a = 10^(B)	R^2
2	0.588	3.183	0.989	0.312	34.578	0.998
5	0.667	3.434	0.980	0.281	50.725	0.995
10	0.700	3.659	0.976	0.268	61.446	0.993
15	0.714	3.796	0.973	0.262	67.500	0.991
20	0.723	3.896	0.972	0.259	71.741	0.990
25	0.730	3.974	0.971	0.257	75.009	0.990
50	0.747	4.222	0.969	0.250	85.080	0.988
100	0.760	4.474	0.966	0.245	95.081	0.986
200	0.772	4.732	0.964	0.241	105.049	0.984
500	0.784	5.076	0.962	0.237	118.204	0.982

La Figura 4.6 e la Figura 4.7 mostrano le curve di possibilità pluviometrica per durate inferiori e superiori all'ora.

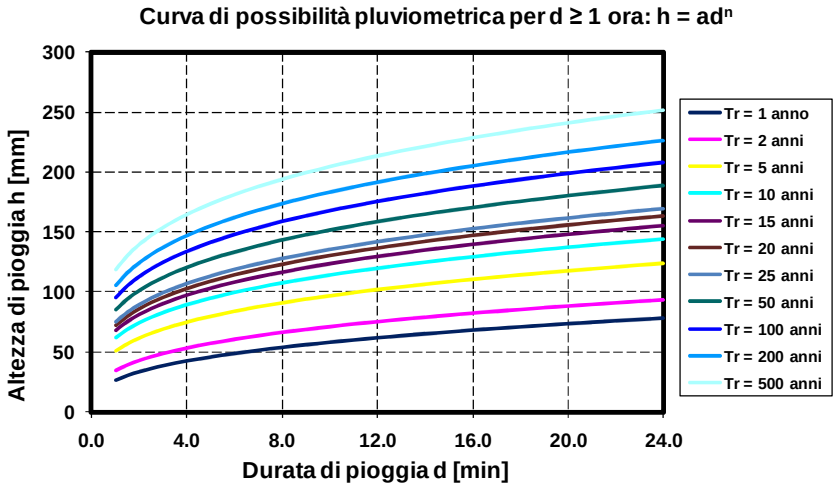


Figura 4.6. Curve di possibilità pluviometrica (d < 1h).

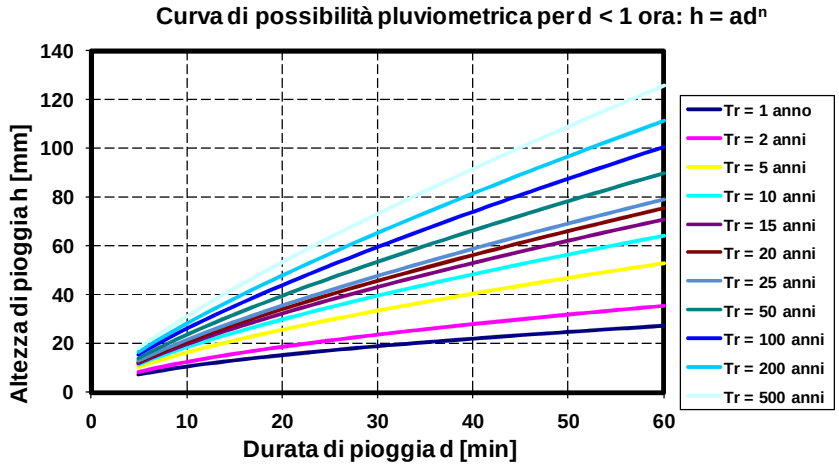


Figura 4.7. Curve di possibilità pluviometrica (d ≥ 1h).

4.3. Analisi statistica mediante applicazione del metodo VAPI (regionalizzazione delle piogge)

Per la Regione Liguria, oltre ai dati di pioggia registrati da stazioni pluviometriche, sono disponibili i risultati del progetto VAPI (Valutazione delle Piene in Italia), portato avanti dalla Linea 1 del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI), che prevede la regionalizzazione delle piogge e delle portate di piena, attraverso 3 livelli di regionalizzazione. Nel progetto VAPI, l'analisi idrologica dei valori estremi delle piogge è stata effettuata attraverso una metodologia di analisi regionale di tipo gerarchico, su 3 livelli, basata sull'uso della distribuzione di probabilità del valore estremo a doppia componente (o, con un acronimo inglese, TCEV, Two-

Component Extreme Value). Tale procedura si basa sulla considerazione che esistono zone geografiche progressivamente più ampie che possono considerarsi omogenee nei confronti dei parametri statistici della distribuzione, man mano che il loro ordine aumenta. In particolare, le altezze di pioggia di durata d e tempo di ritorno T (h(d,T)) sono calcolate come prodotto di un fattore di crescita K(T,d) e di una pioggia indice $\mu(d)$:

$$h(d,T) = K(d,T)\mu(d) \qquad [4.14]$$

Il fattore di crescita (I e II livello di regionalizzazione) è un fattore probabilistico, ritrovato costante su ampie aree omogenee e dipende principalmente dal tempo di ritorno, ma per alcune aree omogenee anche dalla durata dell'evento di pioggia. La pioggia indice (III livello di regionalizzazione) è la media della distribuzione dei massimi annuali delle altezze di pioggia di una certa durata, costante su aree omogenee di limitata estensione.

Le altezze di pioggia sono state quindi calcolate in riferimento al rapporto di sintesi regionale del progetto VAPI per l'Italia Nord Occidentale - Bacino del Fiume Po e Liguria Tirrenica (Compartimenti di Parma e Genova).

Il fattore di crescita viene determinato come funzione del tempo di ritorno, una volta stimati, per ciascuna stazione pluviometrica, i parametri di forma k, di scala α e di posizione ε della distribuzione di probabilità cumulata (DPC), per piogge massime annuali di durata da 1 a 24 ore consecutive:

$$K_T = \varepsilon + \frac{\alpha}{k}\left(1 - e^{-k y_T}\right) \qquad [4.15]$$

Dove y_T è la variabile ridotta di Gumbel:

$$y_T = -\ln\left(\ln\frac{T}{T-1}\right) \qquad [4.16]$$

La pioggia indice è stata valutata con la comune legge a due parametri:

$$\mu(d) = a_1 d^n \qquad [4.17]$$

I parametri a_1 e n sono stati valutati per ciascuna stazione pluviometrica con regressione ai minimi quadrati.

In particolare per la stazione pluviometrica di la Spezia i parametri assumono i seguenti valori (**Tabella 4.5**).

Tabella 4.5. Parametri per la stima dell'altezza di pioggia mediante progetto VAPI.

k	α	ε	a_1 [mm/h^n]	n
0.025	0.299	0.834	36.8	0.313

I valori di altezza di pioggia associati alle diverse durate e tempi di ritorno sono in **Tabella 4.6**.

Tabella 4.6. Altezze di pioggia stimate con il metodo VAPI.

d [ore]		0.167 (10min)	0.333 (20min)	0.5 (30min)	1	3	6	12	24
μ(d)		21.003	26.092	29.623	36.800	51.902	64.478	80.100	99.507
T_R [anni]	K_t [1]	Altezza di pioggia h (mm)							
2	0.943	20	25	28	35	49	61	76	94
5	1.274	27	33	38	47	66	82	102	127
10	1.488	31	39	44	55	77	96	119	148
15	1.607	34	42	48	59	83	104	129	160
20	1.690	35	44	50	62	88	109	135	168
25	1.753	37	46	52	65	91	113	140	174
50	1.946	41	51	58	72	101	125	156	194
100	2.133	45	56	63	79	111	138	171	212
200	2.317	49	60	69	85	120	149	186	231
500	2.555	54	67	76	94	133	165	205	254

Confrontando le altezze di pioggia stimate con l'analisi statistica dei dati pluviometrici descritta nel Par. 0 (h_{Gumbel}) e quelle ottenute con il metodo VAPI (h_{VAPI}), in linea generale si osserva:

- $h_{VAPI} > h_{Gumbel}$ per durate inferiori all'ora;
- $h_{VAPI} < h_{Gumbel}$ per durate superiori all'ora.

Poiché le altezze del progetto VAPI sono derivate da dati di pioggia tra 1 e 24 ore e non si è in grado di stabilirne l'attendibilità per durate inferiori e poiché i bacini in esame hanno tempi di corrivazione inferiori all'ora (Par. 5.1), **per il presente progetto preliminare, la pioggia di progetto utilizzata sarà quella ottenuta mediante analisi statistica con distribuzione di Gumbel.**

5. Regimazione del reticolo idrografico naturale

Allo stato di progetto, tutte le linee d'acqua L1-L5 interferiscono, in diversa misura, con l'ospedale, richiedendo interventi di regimazione idraulica.

La linea d'acqua L1 (**Bacino B1**) si ritrova all'interno del confine est dell'ospedale, all'interno di aree destinate alla viabilità interna, al parcheggio e al verde. Le quote di progetto di tali aree sono compatibili con un eventuale tombamento della linea d'acqua; sia il parcheggio che le altre aree esterne, in prossimità della linea d'acqua, saranno realizzati su un riporto di terreno, consentendo il tombamento stesso e il necessario ricoprimento di terreno, senza alterare le attuali quote di scorrimento dell'acqua e contribuendo al mantenimento dell'invarianza idraulica del territorio.
La linea d'acqua L2 (**Bacino B2**), già tombata allo stato attuale, è intercettata dal nuovo ospedale circa 25 m a monte dell'imbocco della tubazione già presente.
I **Bacini B3 e B4** sono intercettati dal nuovo ospedale alcune decine di metri a monte rispetto allo stato attuale.
La linea d'acqua L5 (**Bacino B5**) si ritrova all'interno del confine ovest dell'ospedale. Si osserva l'attraversamento in due punti della viabilità interna dell'ospedale. Inoltre, data la sistemazione dell'area a est della nuova strada, dove si prevede un consistente riporto di terreno, per un ottimale integrazione morfologica degli elementi esterni all'ospedale, la linea d'acqua viene a trovarsi a una quota di alcuni metri inferiore al nuovo piano campagna, indirizzando verso l'eventuale tombamento.
Il limite sud della nuova area ospedaliera rientra nella fascia di rispetto del T. Dorgia, come allo stato attuale; tuttavia, poiché la destinazione d'uso della zona interna alla fascia di rispetto è immutata, il progetto non rappresenta una nuova criticità, né comporta un impatto negativo sull'area. Inoltre, data la recente sistemazione idraulica del T. Dorgia e la conseguente collocazione della zona di interesse fuori dall'area inondabile, indicano l'assenza di un'effettiva interferenza tra il T. Dorgia e l'area di progetto.

5.1. Calcolo delle portate di piena

La valutazione delle portate di piena è finalizzata alla individuazione della sezione idraulica utile ed è da considerarsi propedeutica per la redazione del progetto di sistemazione idraulica dell'area.
Sulla base delle indicazioni contenute nel Piano di Bacino, per il progetto di opere di sistemazione idraulica e tombamenti, il tempo di ritorno cui far riferimento è 200 anni.
Le portate di progetto Q_p [m^3/s] sono state calcolate per un tempo di ritorno T_R con il metodo razionale:

$$Q_p = \frac{\varphi \cdot h(T_R, t_c) \cdot A_b}{60 t_c} \qquad [5.1]$$

dove φ è il coefficiente di deflusso, $h(T_R,t_c)$ [mm] è l'altezza di pioggia funzione del tempo di ritorno T_R e del tempo di corrivazione t_c, A_b [ha] è la superficie del bacino e t_c [min] è il tempo di corrivazione.

I valori del coefficiente di deflusso φ sono stati ricavati con la seguente relazione di origine empirica (**Tabella 5.1**):

$$\varphi = 0.9 \cdot \frac{IMP}{100} + 0.2 \cdot \frac{PER}{100} \qquad [5.2]$$

Dove IMP è la percentuale di area di bacino impermeabile, PER è la percentuale di area di bacino permeabile.

Tabella 5.1. Velocità attesa di scorrimento del runoff all'interno del bacino.

Bacino	B1	B2	B3	B4	B5
Coefficiente di deflusso φ [m/s]	0.62	0.38	0.34	0.38	0.38

L'altezza di pioggia $h(T_R,t_c)$ [mm] è stata ricavata dalle CPP (Cap. 4).

Il tempo di corrivazione t_c [min] è stato calcolato con diverse formule, tra quelle disponibili in letteratura (**Tabella 5.2**), in quanto rappresenta, oltre al coefficiente di deflusso, il parametro più empirico e affetto da incertezze della relazione per il calcolo della portata.

Tabella 5.2. Formule per il tempo di corrivazione applicate.

Formula	Equazione tempo di corrivazione t_c [min]
Kirpich	$t_c = 0.0078 \frac{(L_a/0.3047)^{0.77}}{i_m^{0.385}}$
Bransby Williams	$t_c = 21.3 \frac{L_a/1609.344}{(1000000\,A_b/1609.344^2)^{0.1} i_m^{0.2}}$
Kerby	$t_c = 0.83\left(\frac{nL_a/0.3047}{i_m^{0.5}}\right)^{0.467}$
FAA	$t_c = \frac{1.8(1.1-\varphi)(L_a/0.3047)^{0.5}}{(100 i_m)^{0.33}}$
SCS	$t_c = 60 \cdot 0.00227 \cdot 1000 L_a \left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0.7} (100 i_m)^{0.5}$
Giandotti	$t_c = 60 \frac{4\sqrt{A_b} + 1.5 L_a}{0.8\sqrt{z_m - z_0}}$

Formula	Equazione tempo di corrivazione t_c [min]
Viparelli	$t_c = 60\frac{L_a}{3.6v_m}$
Ventura	$t_c = 60 \cdot 0.1272\sqrt{\frac{A_b}{i_m}}$
Pasini	$t_c = 60 \cdot \frac{0.108}{\sqrt{i_m}}(A_b L_a)^{1/3}$

A_b [km^2] è la superficie del bacino
L_a [km] la lunghezza dell'asta principale
z_m [m] è la quota s.l.m. media del bacino
z_0 [m] è la quota s.l.m.della sezione di chiusura del bacino
i_m [1] pendenza media dell'asta principale del bacino
v_m [m/s] velocità media di scorrimento
φ [1] coefficiente di deflusso
CN [1] Curve Number $\left(CN = \frac{IMP}{100} \cdot 90 + \frac{PER}{100} \cdot 77\right)$
n [1] retardance roughness coefficient (n = 0.4 corrispondente a copertura vegetale media)

I risultati ottenuti con le diverse formule per il tempo di corrivazione sono stati confrontati sulla base della velocità media di scorrimento del runoff all'interno del bacino. Le velocità ottenute sono state confrontate con il valore calcolabile con la relazione di tipo empirico (**Tabella 5.3**):

$$v_m = 0.3047 \cdot 16.13 i_m^{0.5} \qquad [5.3]$$

Tabella 5.3. Velocità attesa di scorrimento del runoff all'interno del bacino.

Bacino	B1	B2	B3	B4	B5
Velocità v_m [m/s]	2.427	2.485	2.602	4.453	2.438

La formula del tempo di corrivazione da usare per il calcolo della portata è stata scelta tenendo conto degli intervalli di applicazione delle diverse formule e confrontando le velocità ottenute con il valore atteso calcolato con la relazione [5.3] (**Tabella 5.4**). Per ulteriori dettagli sul calcolo e la scelta del tempo di corrivazione di veda: *Ven Te Chow, Handbook of Applied Hydrology (1964)*.

Tabella 5.4. Tempi di corrivazione associati ai bacini del reticolo idrografico naturale.

Formula	t_c [min]					v_m [min]				
	B1	B2	B3	B4	B5	B1	B2	B3	B4	B5
Kirpich	0.053	0.050	0.019	0.009	0.091	1.931	1.950	1.536	2.086	2.288
Bransby-Williams	0.170	0.163	0.053	0.030	0.296	0.597	0.601	0.558	0.623	0.705
Kerby	0.343	0.334	0.187	0.117	0.480	0.295	0.293	0.159	0.159	0.435
FAA	0.172	0.251	0.141	0.074	0.372	0.590	0.390	0.211	0.251	0.562
SCS	0.261	0.295	0.116	0.078	0.541	0.388	0.332	0.256	0.238	0.386
Giandotti	0.221	0.215	0.178	0.080	0.334	0.460	0.456	0.167	0.234	0.626
Viparelli	0.068	0.065	0.020	0.012	0.139	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500
Ventura	0.041	0.039	0.024	0.008	0.092	2.499	2.493	1.263	2.273	2.262
Pasini	0.046	0.044	0.021	0.007	0.100	2.224	2.238	1.444	2.556	2.084

I risultati portano a scegliere come tempo di corrivazione dei bacini quello calcolato con la formula di Kirpich. La Tabella 5.5 riassume i valori di portata calcolati per i bacini B1-B5 per diversi tempi di ritorno.

Tabella 5.5. Portate per diversi tempi di ritorno.

Bacino	Tempo di ritorno T_R [anni]									
	2	5	10	15	20	25	50	100	200	500
B1	0.51	0.60	0.66	0.70	0.73	0.75	0.81	0.87	**0.93**	1.02
B2	0.31	0.36	0.40	0.42	0.44	0.45	0.49	0.52	**0.56**	0.61
B3	0.16	0.18	0.19	0.20	0.20	0.21	0.22	0.23	**0.25**	0.27
B4	0.09	0.09	0.09	0.10	0.10	0.10	0.11	0.11	**0.12**	0.12
B5	1.28	1.58	1.78	1.89	1.97	2.03	2.22	2.41	**2.60**	2.85

Le portate sono modeste per tutti i tempi di ritorno, incluso quello di progetto, pari a 200 anni.

5.2. Verifica della sezione di deflusso (stato attuale)

La verifica idraulica della sezione di deflusso, per aste fluviali minori, come quelle in esame, viene normalmente effettuata sotto l'ipotesi di moto uniforme, applicando la formula di Gauckler-Strickler:

$$Q = K_s \Omega R^{2/3} i_m^{1/2} \qquad [5.4]$$

dove K_s è il coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler, Ω è l'area bagnata, R è il raggio idraulico e i_m è la pendenza longitudinale del corso d'acqua.

Il coefficiente di Gauckler-Strickler è stato assunto pari a 35 per superfici inerbite (valido per "terra con erba sul fondo e corsi d'acqua naturali regolari).

Per i bacini B1, B2, B5 si assumono le sezioni misurate durante il rilievo topografico effettuato ad hoc per il progetto del nuovo ospedale. Per i bacini B3 e B4, costituiti da depressioni del terreno

senza una linea d'acqua nettamente incisa, si assume una sezione trapezia di larghezza e altezza 0.50 m, pendenza delle sponde 1/1, come se fossero fossi di guardia posti a presidio dell'attuale ospedale.

La **Tabella 5.6** e la **Tabella 5.7** riportano le portate massime smaltibili dalle linee d'acqua allo stato attuale e le confrontano con le portate di progetto. La capacità idraulica di tutte le linee d'acqua è, allo stato attuale, sufficiente allo smaltimento della portata di progetto (T_R = 200 anni), sia per la parte di canale aperto che per quella tombata.

Tabella 5.6. Massima portata smaltibile dai reticolo idrografico naturale (canale aperto).

Fosso	Bacino	B_{base} [m]	H [m]	$B_{sommità}$ [m]	A [m^2]	P [m]	R_H [m]	K_S [$m^{1/3}/s$]	i_l [%]	h [m]	v [m/s]	Q_{max} [m^3/s]	Q_p [m^3/s]
L1monte	B1+B2+B3	0.8	0.7	1.50	0.81	2.37	0.34	30	0.110	0.70	4.85	3.90	1.74 (0.93+0.56+0.25)
L1valle	B1+B2+B3	1.0	0.7	2.40	1.19	2.98	0.40	30	0.050	0.70	3.64	4.33	1.74 (0.93+0.56+0.25)
L2	B2	0.2	0.5	1.20	0.35	1.61	0.22	30	0.150	0.50	4.19	1.47	0.56
L3	B3	0.5	0.5	1.50	0.50	1.91	0.26	30	0.100	0.50	3.88	1.94	0.25
L4	B4	0.5	0.5	1.50	0.50	1.91	0.26	30	0.100	0.50	3.88	1.94	0.12
L5	B4+B5	1.0	0.7	2.00	1.05	2.72	0.39	30	0.100	0.70	5.03	5.28	2.72 (0.12+2.60)

Tabella 5.7. Massima portata smaltibile dal reticolo idrografico naturale (parti tombate).

Tombamento	Bacino	D [mm]	A [m^2]	P [m]	R_H [m]	K_S [$m^{1/3}/s$]	i_l [%]	h [m]	v [m/s]	G [%]	Q_{max} [m^3/s]	Q_p [m^3/s]
L1	B1+B2+B3	1000	0.59	1.98	0.30	70	0.050	0.70	6.96	70	4.08	1.74 (0.93+0.56+0.25)
L5	B4+B5	1000	0.59	1.98	0.30	70	0.100	0.70	9.84	70	5.78	2.72 (0.12+2.60)

5.3. Interventi progettuali di regimazione idraulica

I principali interventi di regimazione idraulica per la messa in sicurezza del nuovo ospedale sono il tombamento delle linee d'acqua L1 e L5, per una lunghezza di rispettivamente circa 230 m e 120 m (Allegato B). Entrambe le linee d'acqua sono già parzialmente tombate con tubazioni in cls di diametro 1000 mm (Cap. 3). Anche se L1 e L5 non fanno parte del reticolo delle acque pubbliche, il tombamento sarà progettato e realizzato secondo gli indirizzi generali dell'allegato 4 delle Norme del Piano di Bacino Ambito 20 – Golfo della Spezia e in accordo con Art.3, D.G.R. 1360/2010:

- La sezione netta interna sarà pari o superiore a 3.00 m^2 e avrà un'altezza minima di 1.60;
- Le zone di imbocco saranno dotate di apposite griglie di intercettazione del materiale grossolano;
- Sarà prescritta la pulizia dei tratti tombati almeno ogni 6 mesi da parte della A.S.L.

La linea d'acqua L2 e le depressioni L3, L4, le cui portate sono molto modeste, sono convogliate in un **fosso di guardia** posto a presidio del limite nord dell'ospedale. In particolare il fosso che raccoglie le acque di L2 e L3, confluisce in L1, mentre il fosso che raccoglie le acque di L4 confluisce in L5, in entrambi i casi, a monte del tombamento (Allegato B). Il fosso, di dimensioni 0.50x0.50m è realizzato in terra.

In particolare, per entrambi i **tombamenti** saranno previsti scatolari in c.a., di dimensioni interne pari a 2.0x1.6 m (sezione netta interna pari a 3.2 m^2).

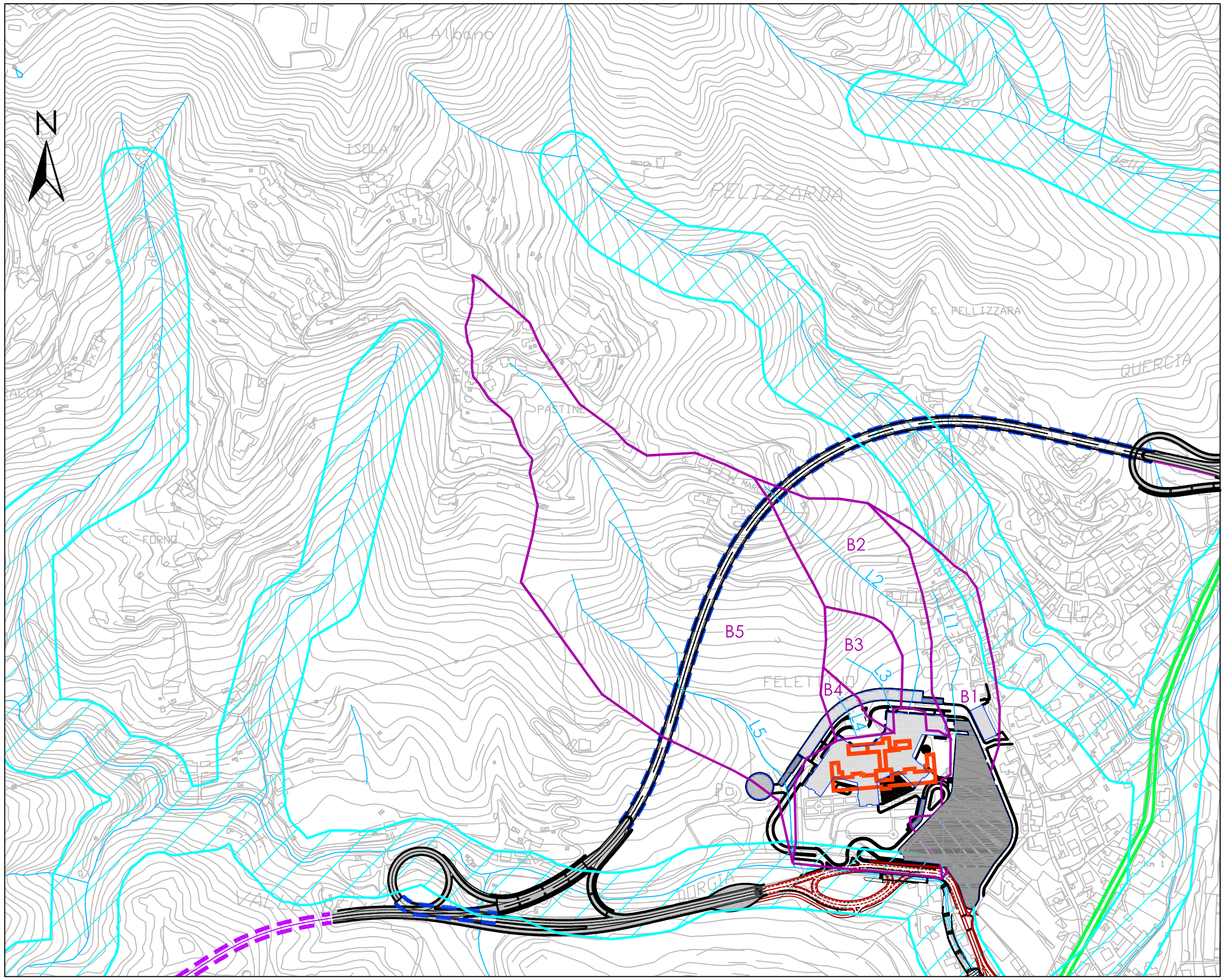
Il **manufatto di imbocco** del tombamento L1 sarà costituito da un pozzettone di salto che consente di passare dalla quota naturale del terreno alla quota di scorrimento dell'acqua sotto al parcheggio (salto di circa 2 m). A monte del pozzettone, la sezione del fosso sarà risagomata e rivestita in materassi metallici riempiti di pietrame (Sp. 0.23 m) per una lunghezza di minimo 6 m (Allegato C).

Il **manufatto di imbocco** del tombamento L5 sarà costituito da muri d'ala in c.a. e da una platea di fondazione. A monte del manufatto di imbocco, a una distanza mimima di 6m, sarà realizzata una traversa selettiva in gabbioni metallici riempiti di pietrame (Dim. 1x1x1 m), con tubolari in acciaio zincato (diametro pari a 100 mm) per la trattenuta del materiale grossolano. Il fondo e le sponde del fosso, tra la traversa e il manufatto di imbocco saranno rivestiti in materassi metallici riempiti di pietrame (Sp. 0.23m) per una lunghezza di minimo 6 m (Allegato D).

I gabbioni e i materassi saranno posati su uno strato di geotessile in tessuto non tessuto (massa aerale non inferiore a 400 g/m^2).

I **manufatti di sbocco** nel T. Dorgia saranno un rifacimento degli attuali manufatti che interrompono i muri di sponda in c.a. realizzati nel contesto del progetto Raccordo Discesa Felettino.

ALLEGATO A
COROGRAFIA DEI BACINI IDROGRAFICI (SOVRAPPOSTA ALLO STATO DI PROGETTO)
Scala 1:5000



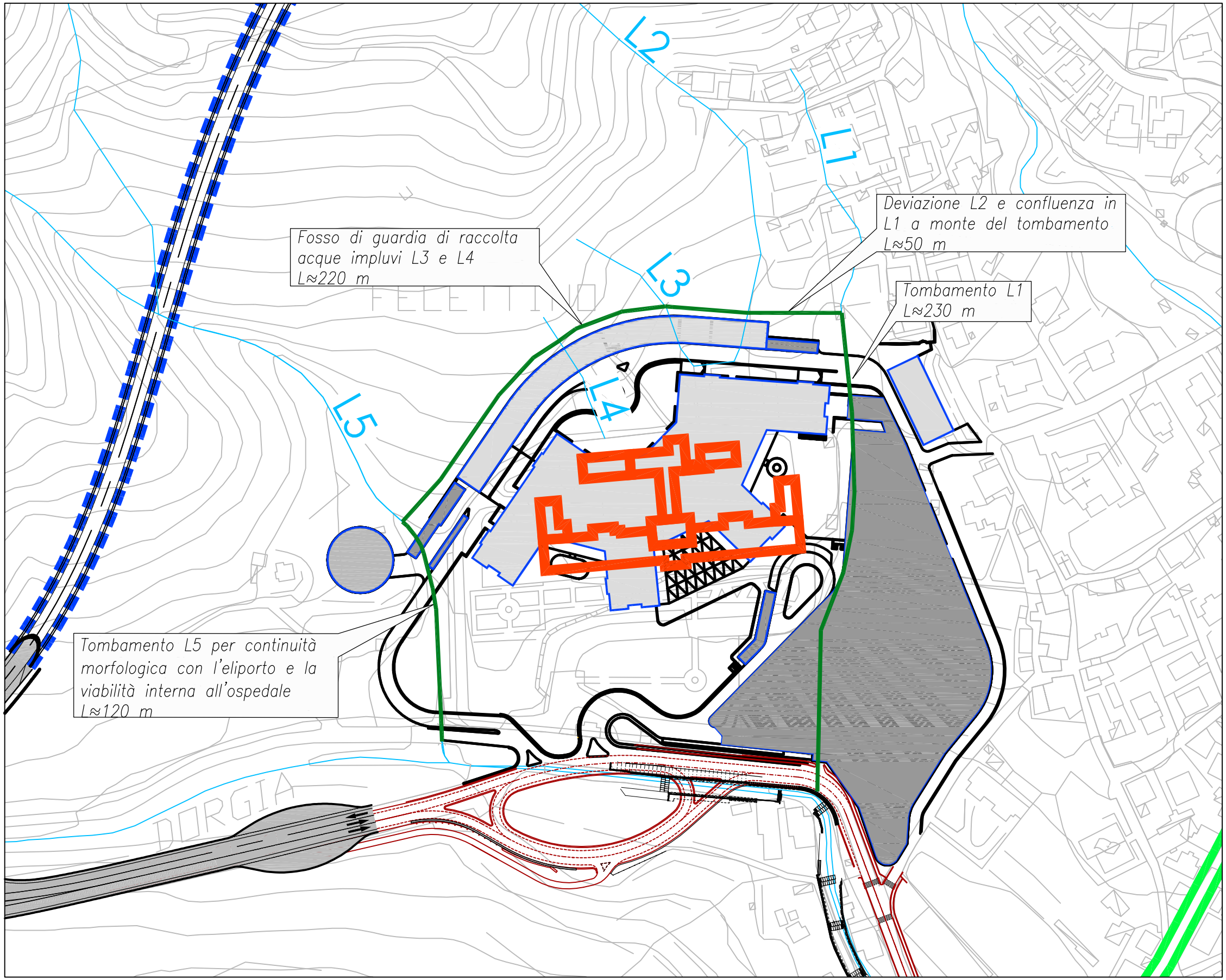
LEGENDA

- BACINO IDROGRAFICO
- RETICOLO IDROGRAFICO
- FASCIA DI RISPETTO DEL RETICOLO IDROGRAFICO
- RACCORDO DISCESA FELETTINO CON S.S. 330 (IN CORSO DI COSTRUZIONE)
- VARIANTE ALLA S.S. 1 AURELIA – SEDE NATURALE (IN CORSO DI PROGETTAZIONE)
- VARIANTE ALLA S.S. 1 AURELIA – VIADOTTO (IN CORSO DI PROGETTAZIONE)
- VARIANTE ALLA S.S. 1 AURELIA – GALLERIA (IN CORSO DI PROGETTAZIONE)
- VIABILITA' PRINCIPALE ESISTENTE
- OSPEDALE CIVILE FELETTINO (STATO ATTUALE)
- OSPEDALE CIVILE FELETTINO (STATO DI PROGETTO)
- AREE DI PARCHEGGIO (STATO DI PROGETTO)
- ELIPORTO (STATO DI PROGETTO)

ALLEGATO B

RISOLUZIONE INTERFERENZE TRA IL PROGETTO E IL RETICOLO IDROGRAFICO SUPERFICIALE

Scala 1:2000



LEGENDA

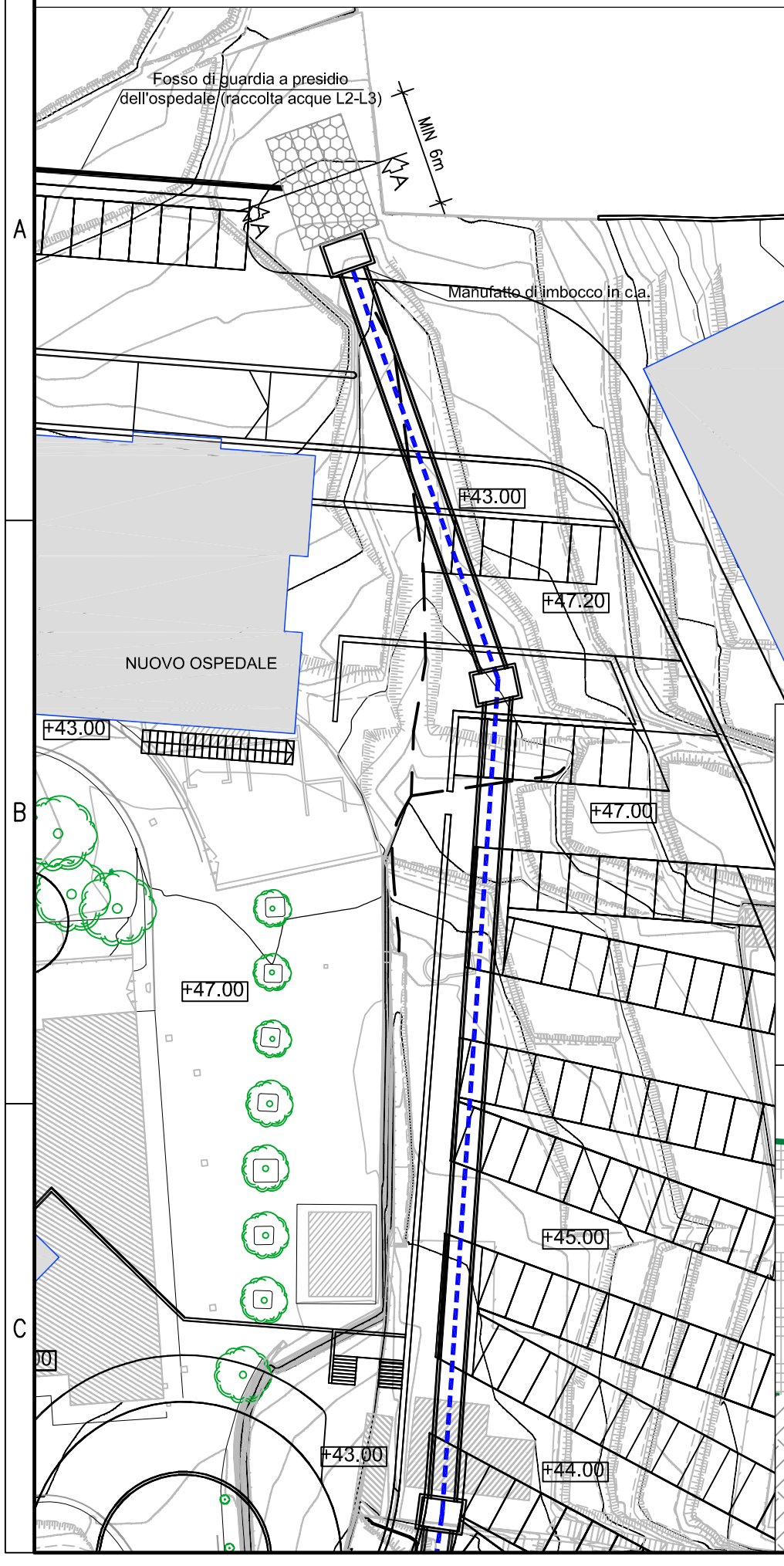
- BACINO IDROGRAFICO
- RETICOLO IDROGRAFICO
- FASCIA DI RISPETTO DEL RETICOLO IDROGRAFICO
- RACCORDO DISCESA FELETTINO CON S.S. 330 (IN CORSO DI COSTRUZIONE)
- VARIANTE ALLA S.S. 1 AURELIA – SEDE NATURALE (IN CORSO DI PROGETTAZIONE)
- VARIANTE ALLA S.S. 1 AURELIA – VIADOTTO (IN CORSO DI PROGETTAZIONE)
- VARIANTE ALLA S.S. 1 AURELIA – GALLERIA (IN CORSO DI PROGETTAZIONE)
- VIABILITA' PRINCIPALE ESISTENTE
- OSPEDALE CIVILE FELETTINO (STATO ATTUALE)
- OSPEDALE CIVILE FELETTINO (STATO DI PROGETTO)
- AREE DI PARCHEGGIO (STATO DI PROGETTO)
- ELIPORTO (STATO DI PROGETTO)

BACINI E PORTATE T_R = 200 anni

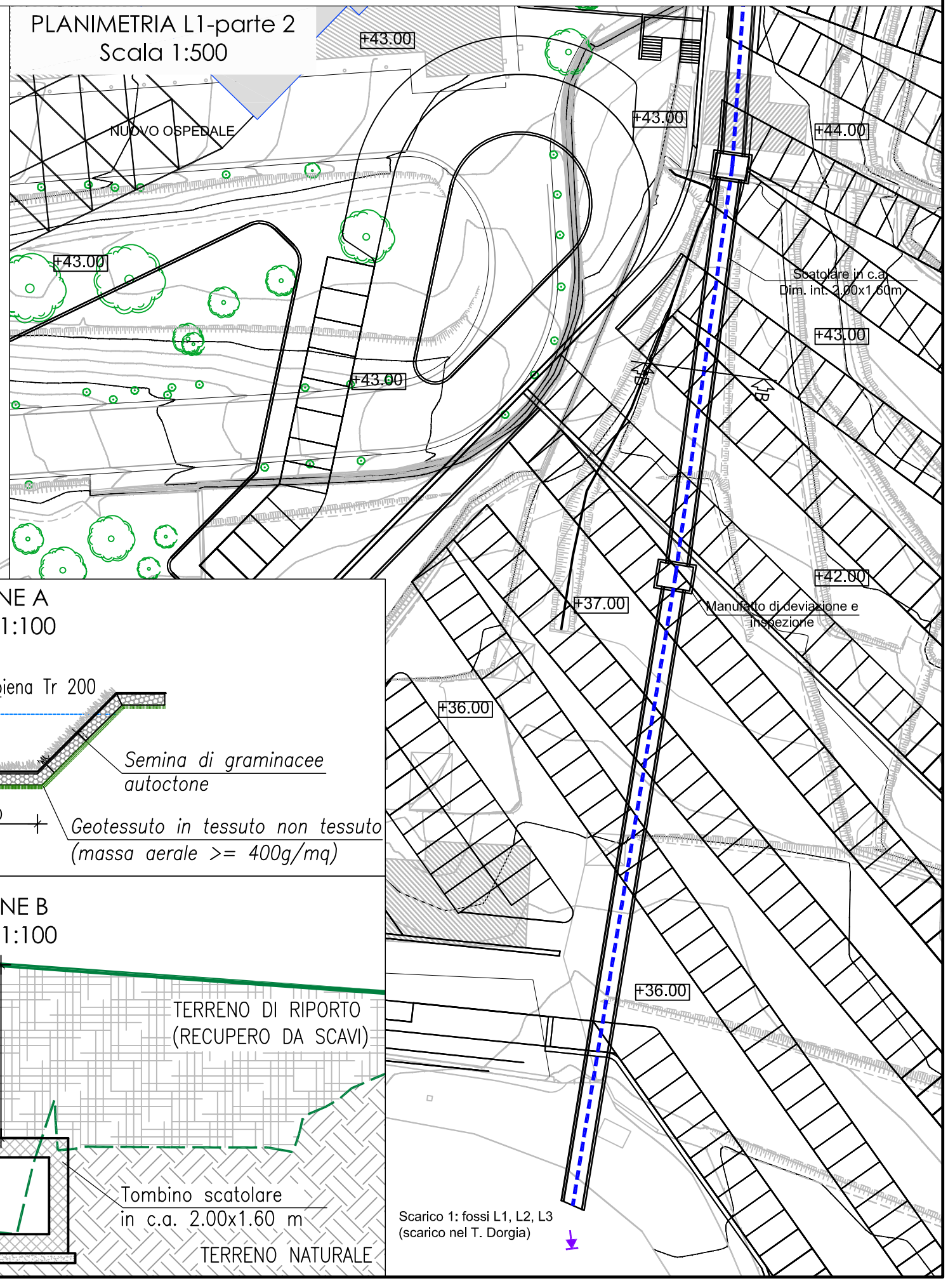
BACINO B1 Area 2.48 ha Q200 = 0.93 mc/s
BACINO B2 Area 2.43 ha Q200 = 0.56 mc/s
BACINO B3 Area 0.96 ha Q200 = 0.25 mc/s
BACINO B4 Area 0.34 ha Q200 = 0.12 mc/s
BACINO B5 Area 12.97 ha Q200 = 2.60 mc/s

ALLEGATO C: TOMBAMENTO L1

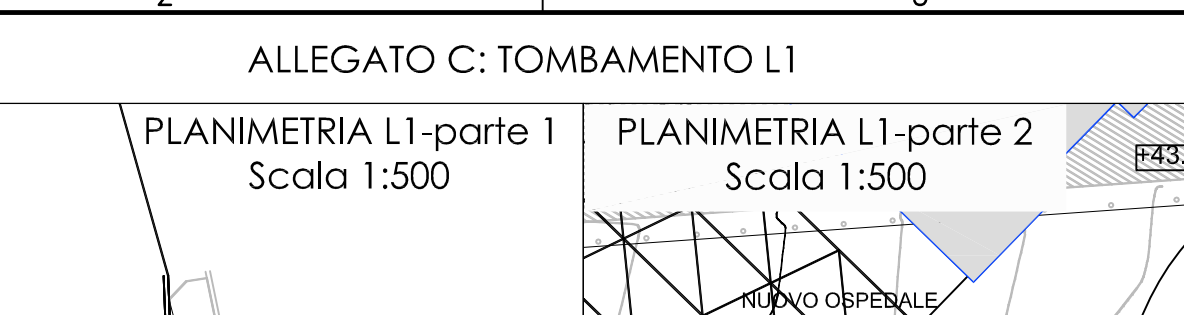
PLANIMETRIA L1-parte 1
Scala 1:500



PLANIMETRIA L1-parte 2
Scala 1:500

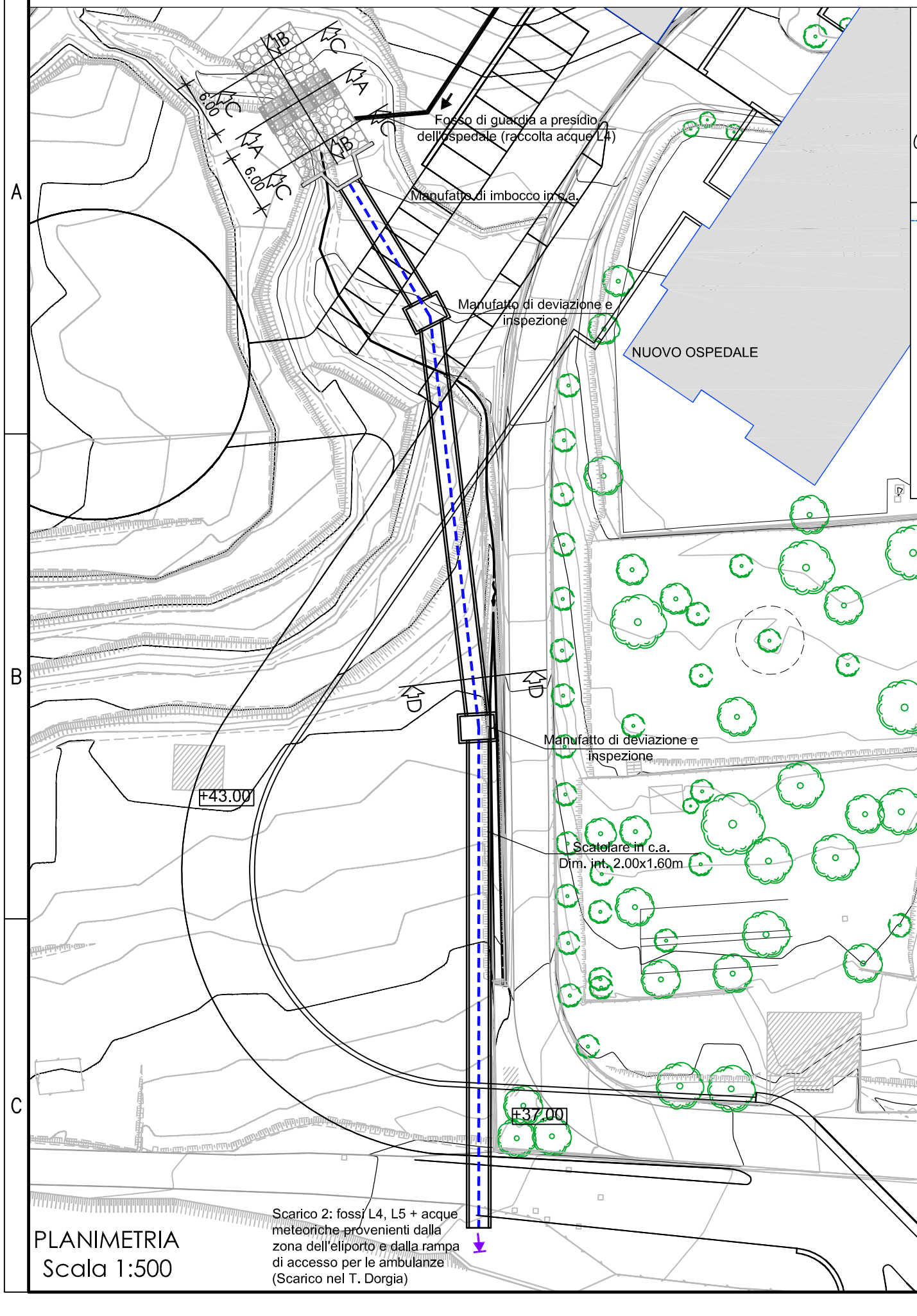


SEZIONE A
Scala 1:100



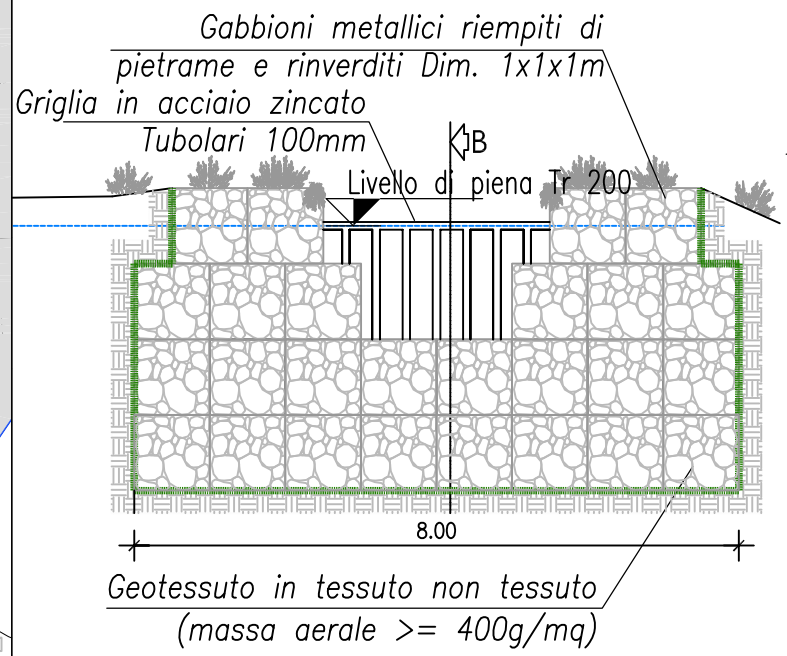
SEZIONE B
Scala 1:100

ALLEGATO D: TOMBAMENTO L5

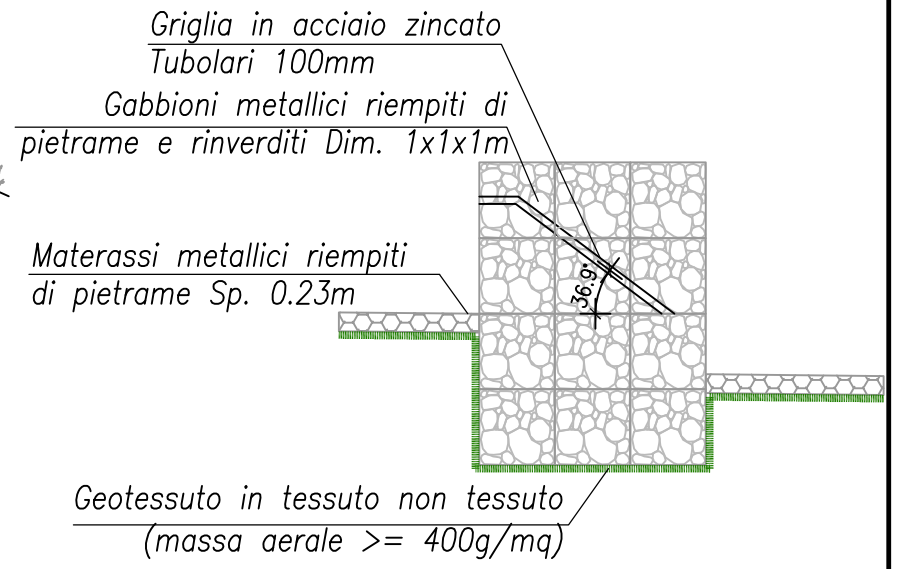


PLANIMETRIA
Scala 1:500

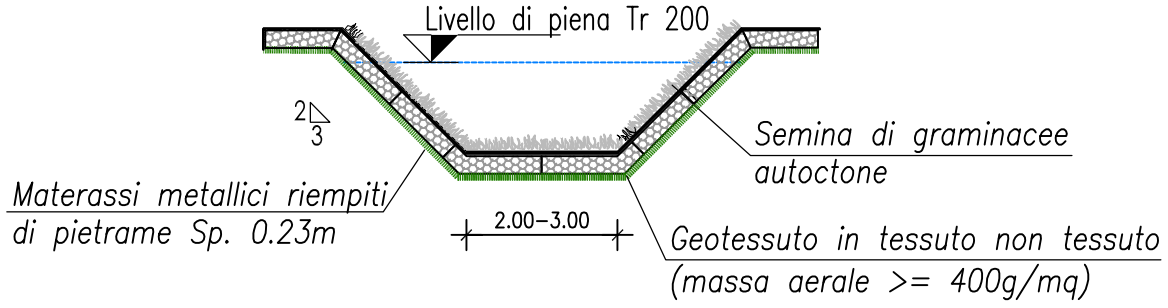
SEZIONE A
Scala 1:100



SEZIONE B
Scala 1:100



SEZIONE C
Scala 1:100



SEZIONE D
Scala 1:100

