

PROGETTO

**PIANO ATTUATIVO SUBCOMPARTO 2A PER
REALIZZAZIONE DI NUOVO FABBRICATO
COMMERCIALE DIREZIONALE E SERVIZI CON
OPERE DI URBANIZZAZIONE CONNESSE**

UBICAZIONE

Via della Costa, Marina di Campo
57034, Campo nell'Elba (LI)

COMMITTENTE

SINISIA IMMOBILIARE S.r.l.
P.le Arcipelago Toscano snc
57037, Portoferraio (LI)

TEAM DI PROGETTAZIONE

COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE



INGECO S.r.l.
Via Matteucci, 38 - 56124 PISA
tel. +39 050 9711185
Partita IVA 01759050501
e-mail: segreteria@ingecosrl.com
www.ingecosrl.com

Società di ingegneria INGECO S.R.L.

Ing. Alessandro Panattoni

CONCEPT ARCHITETTONICO E ASPETTI DI INSERIMENTO PAESAGGISTICO



Arch. Claudia Andrea Femia
Via Giusti, 22 Campo nell'Elba (LI) CAP 57034
Cell. 3386485647 e-mail claufemia@libero.it

Arch. Claudia Femia

PROGETTAZIONE ASPETTI IDRAULICI



Dott. Ing. Fernando Muccetti
Stazione Marittima - P.le Premuda 2/f. 57025, PIOMBINO (LI)
Cell 335-7218898 e-mail: f.muccetti@infol.it
C.F. MCC FNN 58R25 F656R P.IVA 01853990495

Ing. Fernando Muccetti

GEOLOGO

Studio Geologico Iacopo Franchetti
Via Carpani 255 - 57037 Portoferraio (LI)

PROGETTAZIONE ASPETTI AGRONOMICI E STUDIO DEL VERDE



Dott.ssa Alessandra Puccini
Via Mellini 22 - 57031 Capoliveri (LI)

VALUTAZIONE PREVISIONALE DI IMPATTO ACUSTICO

STUDIO TECNICO Ing. Antonio Lotti
P.zza Matteotti 40 - 57126, Livorno (LI)

EMISSIONE

PIANO ATTUATIVO SUBCOMPARTO 2A

TITOLO

RELAZIONE ASPETTI IDRAULICI

REV	DATA	OGGETTO
00	Nov. 2022	Prima emissione
01		
02		
ELABORATO N.		10-IDR-REL
DATA	Novembre 2022	REVISIONE REV. 00
COMMESSA	C0041	FILE \\192.168.2.250\c\VB19\INGECO\C0041-CONAD MARINA DI CAMPO\PROGETTO INGECO\XRIF\2022-11-14_XRIF_MASCHERINA.dwg

SOMMARIO

1	PREMESSA.....	3
2	DESCRIZIONE DELLA CONFIGURAZIONE ATTUALE.....	4
2.1	PERICOLOSITÀ IDRAULICA.....	4
2.2	REGIMAZIONE DELL'AREA.....	4
3	DESCRIZIONE DELLA SITUAZIONE DI PROGETTO.....	5
3.1	INDIVIDUAZIONE E DESCRIZIONE DELLE OPERE DI MESSA IN SICUREZZA E DI EVENTUALE COMPENSAZIONE ..	5
3.2	INDIVIDUAZIONE E DESCRIZIONE DELLE NUOVA REGIMAZIONE INTERNA CON EVENTUALI OPERE ACCESSORIE 11	
4	ANALISI PLUVIOMETRICA.....	12
4.1	PIOVOSITÀ ATTESA E SCELTA DEL TEMPO DI RITORNO	12
5	ANALISI IDRAULICA E DIMENSIONAMENTO OPERE.....	14
5.1	DIMENSIONAMENTO DELLA RETE.....	14
5.2	VERIFICA DELLA VASCA DI LAMINAZIONE E DELL'INVARIANZA IDRAULICA	18
6	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	22
	FIGURA 1 – ESTRATTO DA SCHEDA NORMA CON UBICAZIONE AREA DI INTERVENTO	3
	FIGURA 2 – ESTRATTO DA QUADRO CONOSCITIVO P.O.C.	4
	FIGURA 3 – DIREZIONI DI FLUSSO E REGIMAZIONE ATTUALE	5
	FIGURA 4 – DEFINIZIONE MAGNITUDO IDRAULICA	7
	FIGURA 5 – ESTRATTO DALLA CARTA DEI BATTENTI TR = 200 ANNI - QUADRO CONOSCITIVO P.O.C.	8
	FIGURA 6 – ESTRATTO DALLA CARTA DELLE MAGNITUDO IDRAULICHE - QUADRO CONOSCITIVO P.O.C.	9
	FIGURA 7 – ESTRATTO DALLA CARTA DEI BATTENTI TR = 200 ANNI - QUADRO CONOSCITIVO P.O.C.	10
	FIGURA 8 – CALCOLO VOLUMI DI COMPENSAZIONE	10
	FIGURA 9 – ESTRATTO DALLA MAPPA CATASTALE - AREE PER COMPENSAZIONE IDRAULICA	11
	FIGURA 10 – PARAMETRI A E N PER LA REGIONE TOSCANA (2014)	12
	FIGURA 11 – TEMPI DI RITORNO DI RIFERIMENTO PER TIPOLOGIA DI OPERA IDRAULICA	13
	FIGURA 12 – ESTRATTO DA PUBBLICAZIONE REGIONALE CURVE DI PIOVOSITÀ	14
	FIGURA 13 – SCHEMA RETE DI DRENAGGIO PER DIMENSIONAMENTO PRELIMINARE	16
	FIGURA 14 – TABELLA PORTATE E VELOCITA' TUBI PVC-U UNI EN 1401 - SN4	17
	FIGURA 15 – GRAFICI PORTATA CADITOIE	18
	FIGURA 16 – SUDDIVISIONE AREE PER COEFFICIENTE DI DEFLUSSO	20

1 Premessa

La presente relazione vuole descrivere le principali problematiche idrauliche e le soluzioni adottate nell'ambito del piano attuativo per la realizzazione di un nuovo punto di vendita "CONAD" in comune di Marina di Campo.

I due principali aspetti da valutare riguarderanno da un lato la messa in sicurezza idraulica complessiva dell'area da edificare ed urbanizzare, con le opere accessorie necessarie al fine di non incrementare il rischio alle aree limitrofe, e dall'altro la regimazione delle acque di pioggia di competenza dell'area urbanizzata, anche in questo caso tenuto conto dei vincoli di non aggravio delle condizioni al contorno e della necessaria "invarianza idraulica" a seguito della trasformazione del territorio. Vincoli che guideranno i dimensionamenti delle reti e dei dispositivi di mitigazione.

Il tutto in coerenza con la Scheda norma Comparto 2a – Parco Urbano – servizi ed attività commerciali del Piano Operativo del Comune di Campo nell'Elba (P.U.C.) ed alla luce della norma regionale L.R. 41/2018 (per gli aspetti idraulici).

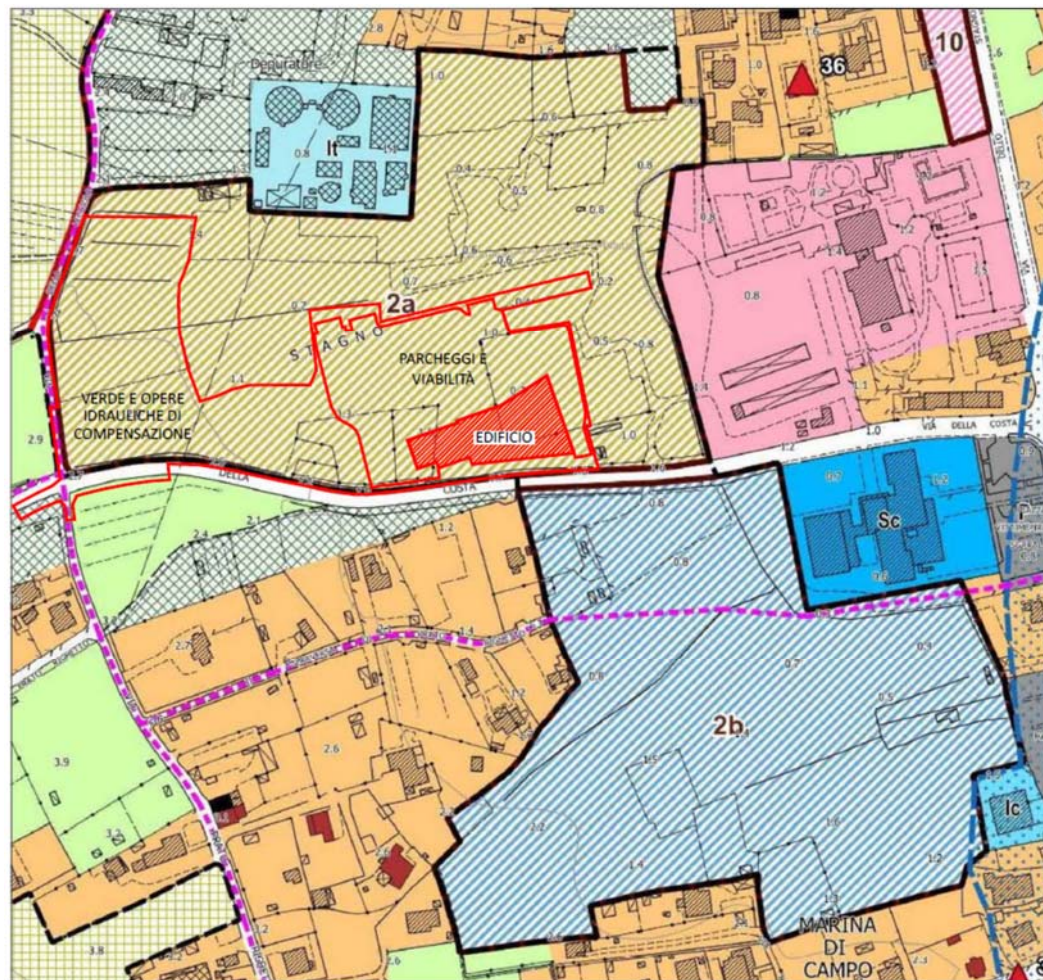


Figura 1 – Estratto da scheda norma con ubicazione area d'intervento

2 Descrizione della configurazione attuale

In questo paragrafo si vogliono descrivere le condizioni iniziali dell'area oggetto di intervento, in relazione alla pericolosità idraulica nota dal quadro conoscitivo allegato al P.U.C. e la regimazione propria dell'area.

2.1 Pericolosità idraulica

Le condizioni di pericolosità idraulica dell'area, già individuate nel P.G.R.A. regionale, sono ora definite in modo aggiornato dal nuovo quadro conoscitivo allegato al Piano Operativo (ai sensi della L.R. 65/14).

“L'area in oggetto è caratterizzata prevalentemente da pericolosità idraulica molto elevata per insufficienza di drenaggio e ristagno. Qui risultano accumularsi ingenti volumetrie di acqua provenienti dalla collina sul lato nord-nordovest e dalla pianura sul lato ovest. Per eventi di piena eccezionali le acque raggiungono battenti importanti tracimando ad est e sud-est, verso l'area urbana. Questo fenomeno di allagamento rappresenta una delle principali criticità idrauliche locali. I battenti duecentennali sull'area risultano mediamente pari a 0.48 m e 0.73 rispettivamente per la parte nord e la parte sud.

La magnitudo idraulica è variabile, da moderata a molto severa, ed è legata esclusivamente all'entità dei battenti in quanto le velocità della corrente risultano ovunque inferiori ad 1 m/s.”

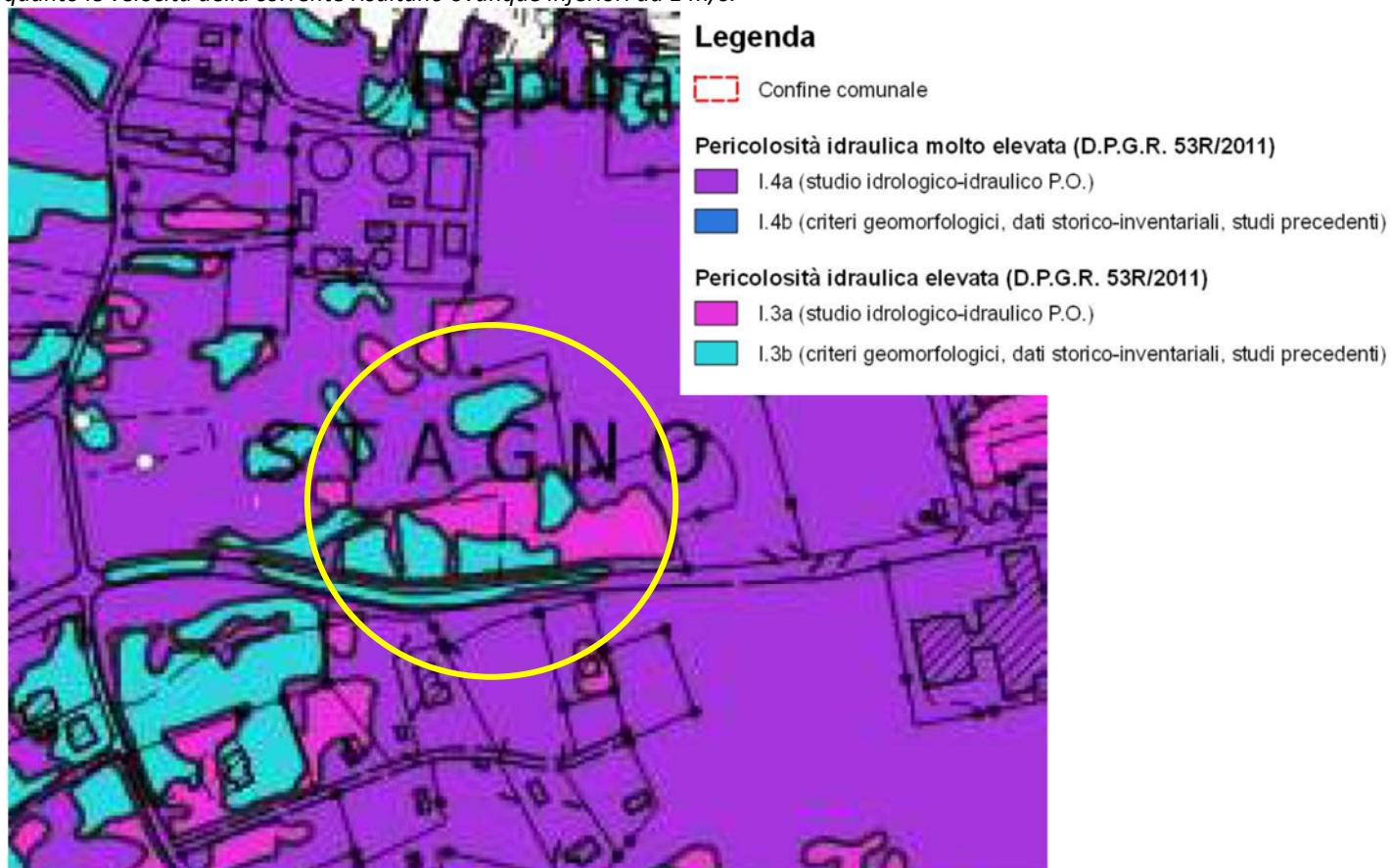


Figura 2 – Estratto da quadro conoscitivo P.O.C.

Che conferma la criticità dell'area, caratterizzata da depressioni e da vari livelli di pericolosità, fino al grado massimo.

2.2 Regimazione dell'area

Le acque che interessano la nuova regimazione fanno parte di una più ampia zona pianeggiante e depressa denominata “STAGNO”. Esse vengono drenate con una rete di canali di bonifica a debole pendenza secondo due direzioni di scolo, rispettivamente NORD-

SUD verso la controfossa stradale di Via della Costa e in direzione OVEST-EST verso un canale di bonifica, denominato Fosso Vuotabotte, fuori dal reticolo in manutenzione al locale consorzio L.R. 79/2021. Il canale, verso il quale confluisce anche la controfossa stradale, attraversa Via della Costa per confluire dopo un ulteriore percorso in parte urbanizzato al principale Fosso degli Alzi.

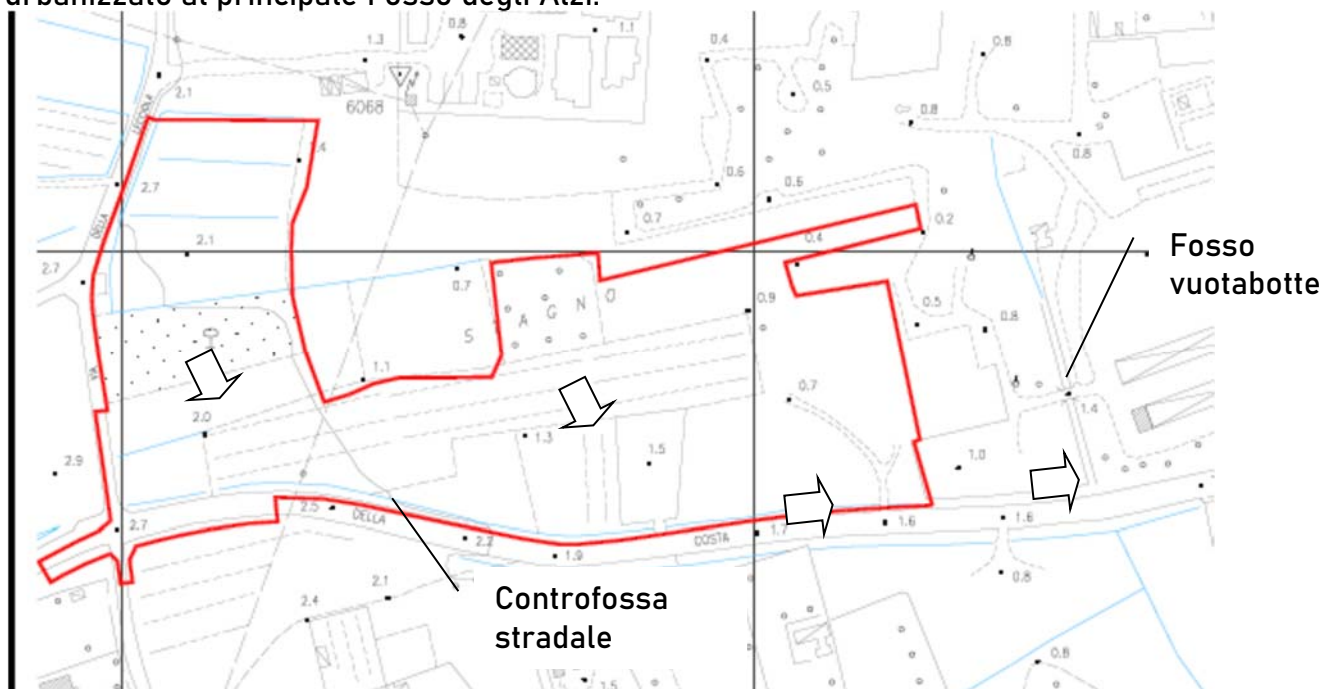


Figura 3 – Direzioni di flusso e regimazione attuale

3 Descrizione della situazione di progetto

In questo capitolo si intendono descrivere in chiave idraulica le opere, differenziandone le funzioni rispettivamente:

opere per la messa in sicurezza ed eventuale compensazione, in coerenza con le indicazioni di fattibilità della scheda norma

opere di regimazione interna ed eventuali opere accessorie per la mitigazione degli impatti sul territorio

3.1 Individuazione e descrizione delle opere di messa in sicurezza e di eventuale compensazione

La Legge Regionale n.41/2018 ha abrogato e sostituito la vecchia Legge Regionale 21/2012 e come è noto l'elemento innovativo introdotto dalla nuova legge è il concetto di "gestione" e non di "rimozione assoluta" del rischio.

Si tratta di un cambio di filosofia e di impostazione poiché consente anche di mantenere un rischio residuo, alla condizione che questo sia conosciuto e ben percepito da tutti i soggetti, da gestire responsabilmente al momento dell'evento.

In definitiva non è più indispensabile provvedere alla rimozione del rischio idraulico dell'area provvedendo ad una deperimetrazione delle Aree ma occorre valutare la situazione di rischio effettivo dell'area.

Dal 1° ottobre 2018 la precedente legge LR 21/2012 si intende abrogata dall'Art.26 della LEGGE REGIONALE 24 luglio 2018, n. 41 "Disposizioni in materia di rischio di alluvioni e di tutela dei corsi d'acqua in attuazione del decreto legislativo 23 febbraio 2010, n. 49 (Attuazione della direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni). Modifiche alla l.r. 80/2015 e alla l.r. 65/2014."

Nell'ambito degli interventi pianificati o pianificabili nel sedime del contesto di nostro interesse l'Art.11 "Interventi di nuova costruzione in aree a pericolosità per alluvioni frequenti o poco frequenti" disciplina vincolando la fattibilità degli interventi al rispetto di almeno una delle condizioni a) o b) dell'art.8; opere idrauliche che assicurano l'assenza di allagamenti rispetto ad eventi poco frequenti;

- a) *opere idrauliche che assicurano l'assenza di allagamenti rispetto ad eventi poco frequenti;*
- b) *opere idrauliche che riducono gli allagamenti per eventi poco frequenti, conseguendo almeno una classe di magnitudo idraulica moderata, unitamente ad opere di sopraelevazione, senza aggravio delle condizioni di rischio in altre aree;*
- c) *opere di sopraelevazione, senza aggravio delle condizioni di rischio in altre aree;*
- d) *interventi di difesa locale.*

Di seguito si riporta la definizione di Magnitudo idraulica come desumibile dalla stessa Legge

"magnitudo idraulica": la combinazione del battente e della velocità della corrente in una determinata area, associata allo scenario relativo alle alluvioni poco frequenti:

1. *h1) "magnitudo idraulica moderata": valori di battente inferiore o uguale a 0,5 metri e velocità inferiore o uguale a 1 metro per secondo (m/s). Nei casi in cui la velocità non sia determinata, battente uguale o inferiore a 0,3 metri;*
2. *h2) "magnitudo idraulica severa": valori di battente inferiore o uguale a 0,5 metri e velocità superiore a 1 metro per secondo (m/s) oppure battente superiore a 0,5 metri e inferiore o uguale a 1 metro e velocità inferiore o uguale a 1 metro per secondo (m/s). Nei casi in cui la velocità non sia determinata, battente superiore a 0,3 metri e inferiore o uguale a 0,5 metri;*
3. *h3) "magnitudo idraulica molto severa": battente superiore a 0,5 metri e inferiore o uguale a 1 metro e velocità superiore a 1 metro per secondo (m/s) oppure battente superiore a 1 metro. Nei casi in cui la velocità non sia determinata battente superiore a 0,5 metri*

Magnitudo idraulica		
Battente	Velocità della corrente	
	vel <= 1 m/s	vel > 1 m/s
h > 1 m	M3 molto severa	M3 molto severa
0,5 < h =<1 m	M2 severa	M3 molto severa
h <= 0,5 m	M1 moderata	M2 severa

Figura 4 – Definizione magnitudo idraulica

Sotto questa luce si comprendono le indicazioni contenute nella Scheda Norma sottoriportate in estratto:

“Fattibilità idraulica Fi4 (fattibilità limitata): fattibilità limitata, in quanto subordinata alla realizzazione degli interventi di mitigazione di seguito illustrati.

Data la classificazione di pericolosità del comparto e l’entità degli allagamenti in termini di battenti e magnitudo, gli interventi di nuova costruzione, secondo l’art. 11 L.R. 41/2018 così come modificato dalla L.R. 7/2020, potranno essere realizzati esclusivamente in aree caratterizzate da magnitudo idraulica moderata, ove si stimano battenti inferiori a 50 cm.

Per le nuove costruzioni si prevede la sopraelevazione del piano di calpestio ad una quota superiore a quella del massimo battente duecentennale atteso (che, come detto, sulle aree a magnitudo idraulica moderata, non supera i 50 cm), con franco di sicurezza di almeno 20 cm.

Tale intervento, individuato alla lett. c) dell’art. 8, comma 1 della L.R. 41/2018, dovrà essere accompagnato da opere che garantiscano il non aggravio del rischio in altre aree, ovvero, nel caso specifico, da opere che assicurino il drenaggio delle acque (realizzazione o adeguamento di fossi perimetrali all’area di intervento che riconducano le acque verso il reticolo minore di scolo) e da opere di recupero delle volumetrie sottratte dalla sopraelevazione del nuovo fabbricato.

Il recupero dei volumi, stimato al più in 850 mc (1700 mq di SE massima su subcomparto 2° per 50 cm di massimo battente atteso su area a magnitudo moderata), potrà essere effettuato nelle aree più depresse del comparto, anche a tergo del nuovo fabbricato, mediante sbassamento del terreno, a condizione che ne sia garantito lo svuotamento a gravità.

Anche per la realizzazione di nuovi parcheggi, la cui localizzazione ai sensi dell’art. 13 della L.R. 41/2018 e smi prescinde dalla classe di pericolosità o di magnitudo, nel caso in cui essi siano previsti in aree caratterizzate da battenti duecentennali superiori a 30 cm, sarà necessaria la sopraelevazione del piano di parcheggio ad una quota almeno superiore a quella del massimo battente duecentennale atteso, ai fini del non incremento del rischio in altre aree. **Alternativamente, la sopraelevazione potrà essere parziale, ovvero non portata fino a quota superiore a quella del massimo battente duecentennale ma ad una quota leggermente inferiore, mantenendo un battente residuo non superiore a 30 cm.**

Contestualmente, in analogia a quanto indicato per l’intervento di nuova costruzione, dovrà essere assicurato il drenaggio verso i corpi idrici ricettori e recuperati le volumetrie sottratte dalla sopraelevazione, ancorché parziale (volume=superficie di sopraelevazione x battente medio dell’area interessata dalla sopraelevazione). Il recupero potrà avvenire in qualunque altra porzione del comparto idraulicamente collegata.

Nel caso di sopraelevazione del piano di parcheggio oltre la quota del massimo battente duecentennale atteso sono da intendersi rispettati i criteri di non aggravio del rischio in altre aree e di non superamento del rischio medio R2, come richiesto dall’art. 13, comma 4, lett.b) della L.R. 41/2018 e smi.

Nel caso di sopraelevazione parziale (mantenimento di un battente residuo) o di realizzazione di nuovi parcheggi su porzioni del comparto caratterizzate da battenti medi già inferiori a 30 cm (in questo caso è consentita la realizzazione a raso), per assicurare il non superamento del rischio medio R2, la possibilità di utilizzo dei parcheggi sarà regolata

attraverso apposizione di idonea segnaletica di avvertimento e installazione di sbarra all'accesso al fine di impedirne l'utilizzo in caso di condizioni di emergenza (quali ad esempio casi di allerta meteo di colore "arancione" o "rossa"), la cui gestione sarà comunque affidata al Servizio di Protezione Civile comunale."

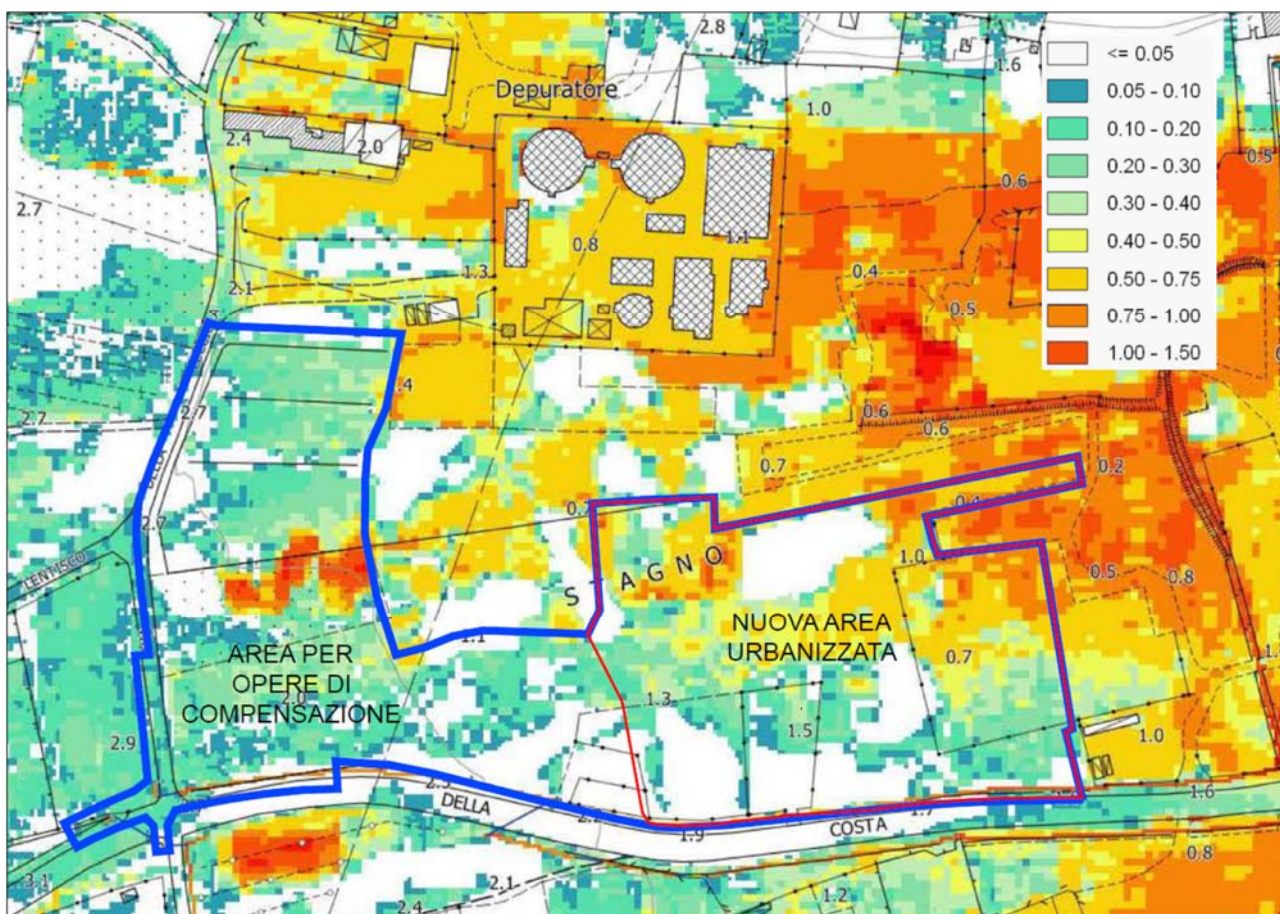


Figura 5 – Estratto dalla carta dei Battenti Tr = 200 anni - Quadro conoscitivo P.O.C.

Le scelte fatte dalla progettazione per la risoluzione delle problematiche di pericolosità idraulica, in coerenza con le condizioni di fattibilità elencate sono:

- 1) Ubicazione della nuova costruzione in area a magnitudo moderata
- 2) Messa in sicurezza della nuova costruzione, confermando la quota di imposta a + 2,50 m s.l.m., che consente un franco di sicurezza minimo di 30 cm quindi maggiore dei 20 cm richiesti (quota stradale variabile tra 2.00 e 2.10 con battenti <math>< 10</math> cm)
- 3) Realizzazione dei parcheggi e viabilità interna a quote variabili tra 2,40 m.s.l.m. e 2,00 m.s.l.m., con ammissione di battente massimo di 20 cm (inferiore al massimo consentito di 30 cm) con implementazione di apposita segnaletica, sbarra di accesso ed in aggiunta idonea segnalazione semaforica, in coordinamento con la protezione civile del Comune, per le porzioni a quota inferiore.
- 4) Compensazione dei volumi sottratti alle esondazioni per le nuove costruzioni e per le viabilità e parcheggi, in un'area adiacente, mediante opportune depressioni, collegata idraulicamente ed in grado di scaricare per gravità verso il Fosso Vuotabotte

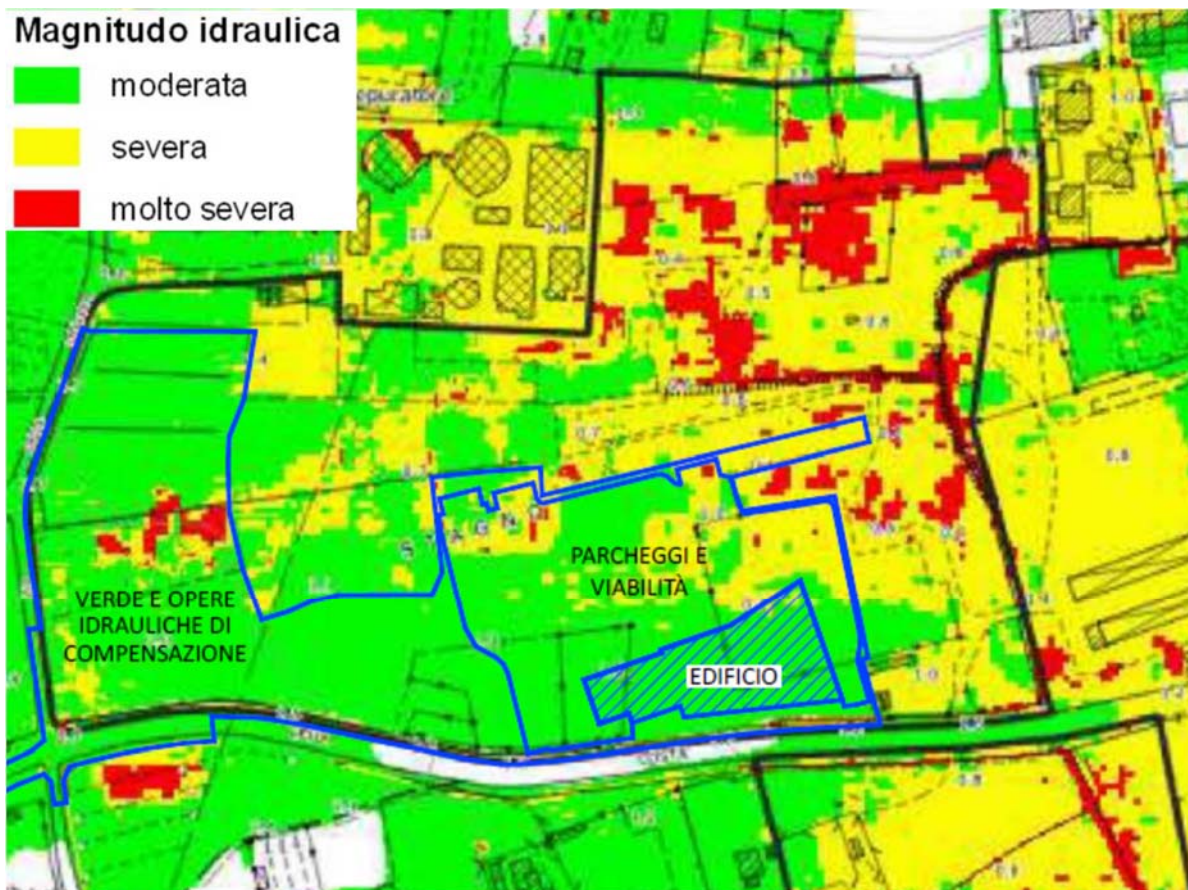


Figura 6 – Estratto dalla carta delle magnitudo idrauliche – Quadro conoscitivo P.O.C.

I volumi di compensazione minimi vengono indicati nel P.O.C. comunale dell'ordine di grandezza di circa 850 mc, limitando il calcolo al solo edificio da 1.700 mq ricadente in area di battenti medi di 50 cm. La progettazione, a partire sempre dalla tavola dei battenti idraulici con $Tr=200$ estratta dal quadro conoscitivo del P.O.C., ha valutato il valore effettivamente necessario, considerando anche le aree adiacenti ed i parcheggi, differenziando per aree totalmente messe in sicurezza (edificio a quota +2.50 ed aree adiacenti a quota +2.40) e parzialmente per le aree a parcheggio e di transizione (a quote +2,00 e variabili tra +2,40 e 2,00 – dove si ammette un battente residuo di 20 cm),

In questo modo il volume complessivo necessario a compensare il volume sottratto all'esonazione risulta di circa 2.600 mc, che sarà ottenuto deprimendo parzialmente un'area e acquisita dalla committenza a tale scopo.

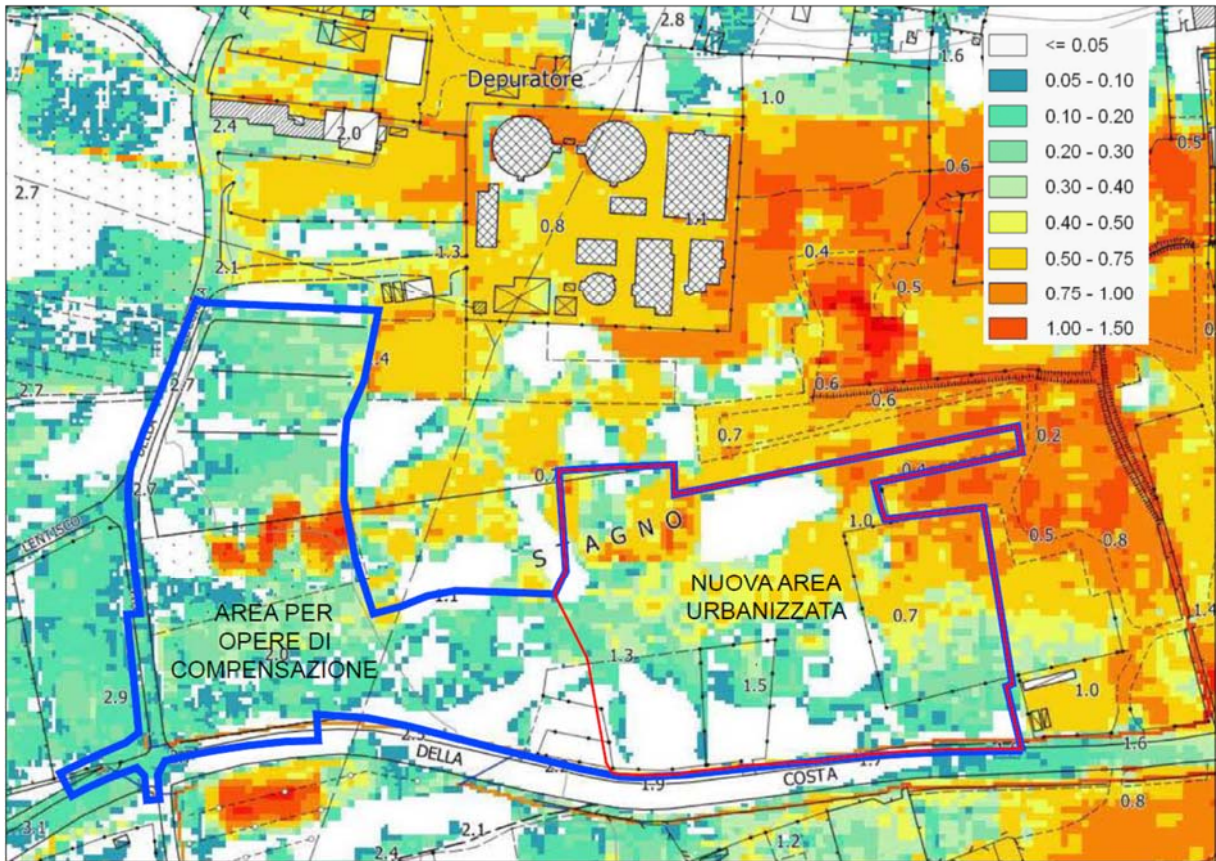
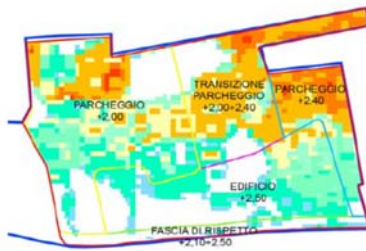


Figura 7 – Estratto dalla carta dei Battenti Tr = 200 anni - Quadro conoscitivo P.O.C.

INVILUPPO DEI BATTENTI TR200

AREA TOTALE		10.430 mq		
	Sup.	H	Volume	
≤ 0.05	3030	0,025	75,75	
0.05 - 0.10	431	0,075	32,33	
0.10 - 0.20	1632	0,15	244,80	
0.20 - 0.30	830	0,25	207,50	
0.30 - 0.40	810	0,35	283,50	
0.40 - 0.50	1052	0,45	473,40	
0.50 - 0.75	1957	0,625	1.223,13	
0.75 - 1.00	624	0,875	546,00	
1.00 - 1.50	64	1,25	80,00	
	10430		3.186,40 mc	



EDIFICIO +2.50		2755 mq		
	Sup.	H	Volume	
≤ 0.05	1114	0,025	27,85	
0.05 - 0.10	232	0,075	17,40	
0.10 - 0.20	714	0,15	107,10	
0.20 - 0.30	280	0,25	70,00	
0.30 - 0.40	202	0,35	70,70	
0.40 - 0.50	162	0,45	72,90	
0.50 - 0.75	51	0,625	31,88	
0.75 - 1.00	0	0,875	-	
1.00 - 1.50	0	1,25	-	
	2755		397,83 mc	

PARCHEGGIO +2.00		3865 mq			Battente= 0,20	H compensata		
	Sup.	H	Volume	Hcomp.	Volume			
≤ 0.05	966	0,025	24,15	0,025	24,15			
0.05 - 0.10	103	0,075	7,73	0,075	7,73			
0.10 - 0.20	729	0,15	109,35	0,15	109,35			
0.20 - 0.30	350	0,25	87,50	0,05	17,50			
0.30 - 0.40	389	0,35	136,15	0,15	58,35			
0.40 - 0.50	608	0,45	273,60	0,25	152,00			
0.50 - 0.75	583	0,625	364,38	0,425	247,78			
0.75 - 1.00	102	0,875	89,25	0,675	68,85			
1.00 - 1.50	35	1,25	43,75	1,05	36,75			
	3865		1.135,85 mc		722,45 mc			

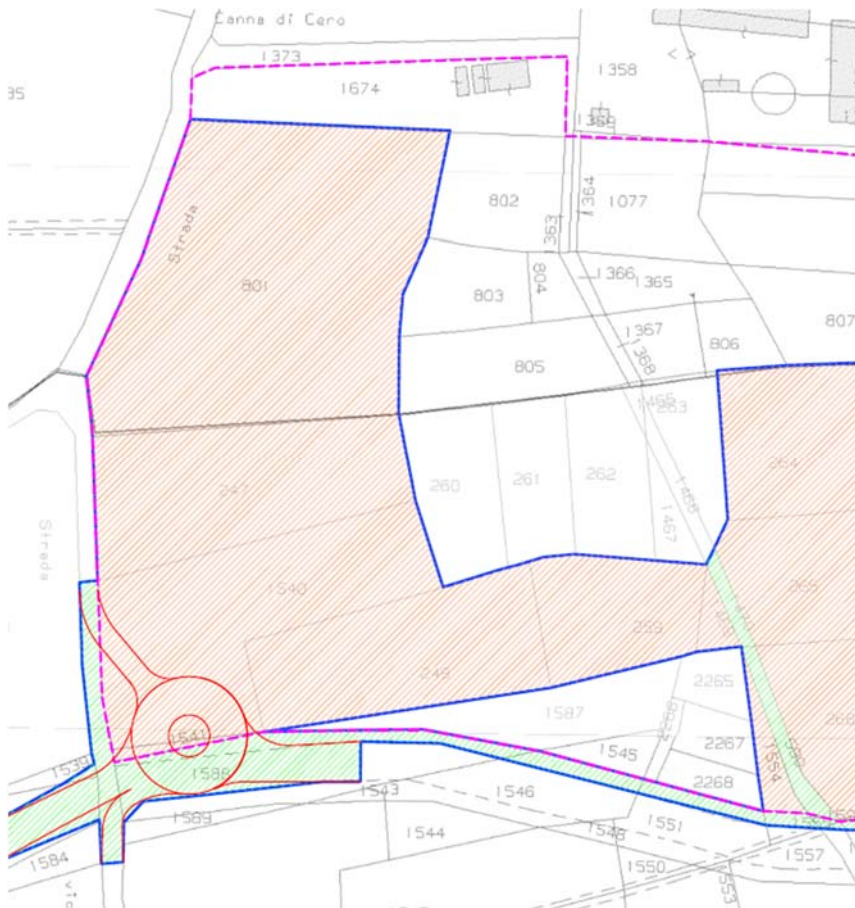
PARCHEGGIO +2.40		1043 mq		
	Sup.	H	Volume	
≤ 0.05	35	0,025	0,88	
0.05 - 0.10	3	0,075	0,23	
0.10 - 0.20	31	0,15	4,65	
0.20 - 0.30	148	0,25	37,00	
0.30 - 0.40	99	0,35	34,65	
0.40 - 0.50	77	0,45	34,65	
0.50 - 0.75	383	0,625	239,38	
0.75 - 1.00	257	0,875	224,88	
1.00 - 1.50	10	1,25	12,50	
	1043		588,80 mc	

FASCIA DI RISPETTO		609 mq		
	Sup.	H	Volume	
≤ 0.05	489	0,025	12,23	
0.05 - 0.10	65	0,075	4,88	
0.10 - 0.20	53	0,15	7,95	
0.20 - 0.30	2	0,25	0,50	
0.30 - 0.40	0	0,35	-	
0.40 - 0.50	0	0,45	-	
0.50 - 0.75	0	0,625	-	
0.75 - 1.00	0	0,875	-	
1.00 - 1.50	0	1,25	-	
	609		25,55 mc	

AREA DI TRANSIZIONE		2159 mq			Battente= 0,10	H compensata		
	Sup.	H	Volume	Hcomp.	Volume			
≤ 0.05	422	0,025	10,55	0,025	10,55			
0.05 - 0.10	29	0,075	2,18	0,075	2,18			
0.10 - 0.20	107	0,15	16,05	0,05	5,35			
0.20 - 0.30	49	0,25	12,25	0,15	7,35			
0.30 - 0.40	122	0,35	42,70	0,25	30,50			
0.40 - 0.50	206	0,45	92,70	0,35	72,10			
0.50 - 0.75	940	0,625	587,50	0,525	493,50			
0.75 - 1.00	265	0,875	231,88	0,775	205,38			
1.00 - 1.50	19	1,25	23,75	1,15	21,85			
	2159		1.019,55 mc		848,75 mc			

TOTALE MC DA COMPENSARE	
EDIFICIO +2.50	397,83
PARCHEGGIO +2.00	722,45
PARCHEGGIO +2.40	588,80
FASCIA DI RISPETTO	25,55
AREA DI TRANSIZIONE	848,75
TOTALE	2.583,38 mc

Figura 8 – Calcolo volumi di compensazione



FOGLIO	MAPPALE	SUPERFICIE (mq)
31	801	3304
48	247	1436
48	1540	1738
48	249	1253
48	259	709
48	1469	77

Figura 9 – Estratto dalla Mappa catastale – Aree per compensazione idraulica

Le superfici disponibili per la compensazione sono rispettivamente costituite dalle particelle Foglio 31 mappale 801, Foglio 48 mappale 1540, parzialmente depurata da circa 500 mq di ingombro della nuova rotonda e la Foglio 48 mappale 249, per un totale di circa 5.795 mq, in grado di consentire il reperimento del volume necessario con una depressione media di circa 45 cm.

In sostanza saranno realizzate due depressioni collegate idraulicamente per mezzo di un canale a cielo aperto (o di una condotta), salvaguardando la particella Foglio 48 mappale 247, interessata da un'area boscata e le particelle Foglio 48 mappali 259 e 1469, da destinare ad ulteriore area a verde con destinazione parco giochi asservito alla nuova struttura di vendita.

Ovviamente la sagoma e le distanze di rispetto costringeranno a livelli maggiori di depressione che potrà essere spinta fino al massimo di 1,20 - 1,30 mt di profondità, mantenendo la possibilità di scarico a gravità verso il Fosso Vuotabotte.

3.2 Individuazione e descrizione della nuova regimazione interna con eventuali opere accessorie

La nuova regimazione delle aree edificate ed urbanizzate sarà realizzata mediante rete di collettori interrati rispettivamente suddivisi per :

rete di raccolta acque parcheggi, aree a verde, marciapiedi, viabilità ed aree scoperte pavimentate

rete di raccolta pluviali di coperture

Per entrambe le reti si prevede di interporre allo scarico una laminazione che riporti il contributo unitario alla configurazione preesistente, conseguendo la necessaria "invarianza idraulica".

Il tutto mediante una apposita interrata, da prevedersi integrata nella fondazione dell'area "servizi".

4 Analisi pluviometrica

Nel marzo del 2014 la regione Toscana ha introdotto una parametrizzazione dei coefficienti a e n da utilizzare nella determinazione delle curve LSPP

Tali valori sono desumibili nello studio "ANALISI DI FREQUENZA REGIONALE DELLE PRECIPITAZIONI ESTREME Enrica CAPORALI, Valentina CHIARELLO, Giuseppe ROSSI - Revisione Marzo 2014, desumibili da sistemi cartografici disponibili in rete o al sito <http://www.sir.toscana.it/lssp-2012>

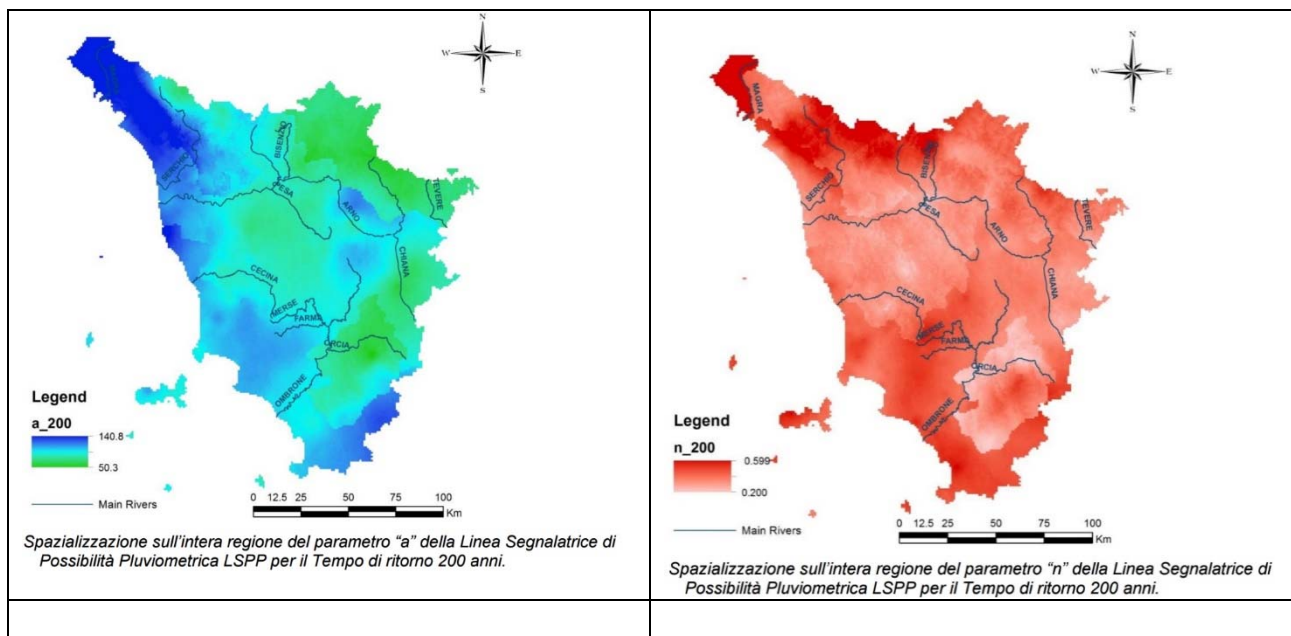


Figura 10 – Parametri a e n per la Regione Toscana (2014)

Ed a tali valori ci si riferirà nei calcoli successivi.

4.1 Piovosità attesa e scelta del tempo di ritorno

Il dimensionamento delle opere di messa in sicurezza e dei collettori delle acque meteoriche, quale quello descritto, viene condotto sulla base della piovosità attesa per un prefissato tempo di ritorno differenziato per importanza.

Per il dimensionamento delle opere di messa in sicurezza, la Legge Regionale 41/2018 individua come 200 anni il tempo di ritorno di riferimento delle stesse ed i battenti indicati

nel quadro conoscitivo allegato al P.U.C. , rispetto ai quali sono stati effettuati i calcoli nella presente relazione, si riferiscono a $Tr = 200$ anni.

Di norma le indicazioni sui tempi di ritorno di dimensionamento dei collettori di fognatura bianca sono invece contenute negli strumenti urbanistici e/o edilizi del comune di riferimento e/o nei regolamenti delle fognature.

Nel nostro caso né il P.U.C. del Comune di Campo dell'Elba né il regolamento edilizio contiene tale indicazione, rimandando a criteri di buona norma costruttiva.

Volendo dare qualche indicazione intorno ai valori di Tr da adottare in problemi applicativi quali quelli che qui si considerano, si possono assumere i valori indicati nella Tabella di letteratura che indicherebbe un Tr compreso tra 5 e 10 per le fognature urbane.

:

TIPO DI OPERA	T_r (anni)
Cunette o fossi di guardia per strade importanti	10-20
Cunette o fossi di guardia per strade secondarie	2-5
Tombini e ponticelli per piccoli corsi d'acqua	30-50
Sottopassi o strade depresse esposti ad allagamento	50-100
Ponti e difese fluviali	100-150
Difese dei torrenti	20-100
Fognature urbane	5-10
Bonifiche	15-25
Dighe	1000

Figura 11 – Tempi di ritorno di riferimento per tipologia di opera idraulica

Il tempo di ritorno di 10 anni ad esempio viene citato nel regolamento di cui al Decreto Legislativo 13 gennaio 2003, n. 36, che al punto 2.3 recita: *“Per quanto consentito dalla tecnologia, tali acque meteoriche devono essere allontanate dal perimetro dell'impianto per gravità, anche a mezzo di idonee canalizzazioni dimensionate sulla base delle piogge più intense con tempo di ritorno di 10 anni.”* Tale indicazione fornisce ulteriore conforto circa il $Tr=10$ anni quale valore di buona tecnica. Stessa indicazione viene contenuta in linee guida ministeriali della protezione civile.

Concludendo criteri di buona tecnica costruttiva nazionale impongono dimensionamenti con Tr di 10 anni, in alcuni regolamenti comunali si può arrivare a 20 o 30 anni, magari limitando il riempimento delle condotte al 70% per $Tr =10$ anni e/o al 90%. O al 100% per i Tr superiori.

Le curve risultanti in funzione dei tempi di ritorno sono pertanto le seguenti:

$$h_{(10)} = 43.11 \times (t)^{0.25771}$$

$$h_{(20)} = 50.52 \times (t)^{0.28128}$$

$$h_{(30)} = 54.84 \times (t)^{0.29927}$$

Assumendo $Tr = 30$ anni:

$$h = a \cdot T^n$$

a	54.840	$Tr= 30$ anni
n	0.29927	

Si stima una intensità di pioggia, espressa in mm/h

$$i = a / T^{(1-n)}$$

$$i = a / T^{(1-n)}$$

Tempo (ore)	Intensità di pioggia (mm/h)	Portata unitaria (l/sec/mq)	Portata su 10.000 mq (lt/sec/ha)
1	54.84	0.02	152.33
0.5	89.13	0.02	247.59
0.25	144.87	0.04	402.42
0.1	275.31	0.08	764.76
0.05	447.47	0.12	1,242.98
0.025	727.29	0.20	2,020.26

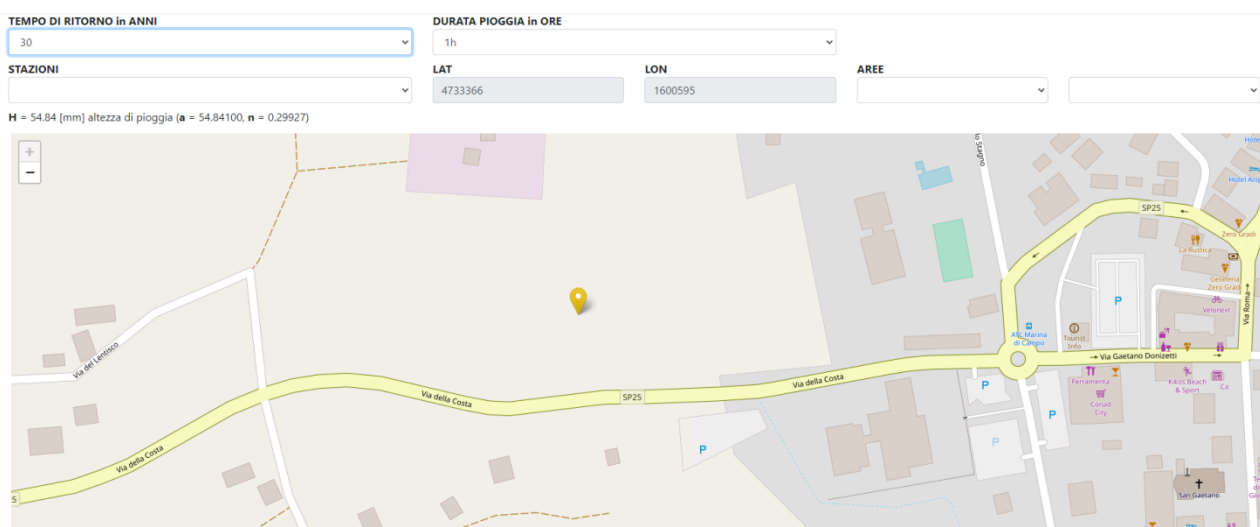


Figura 12 – Estratto da pubblicazione regionale curve di piovosità

Come si vede l'intensità oraria aumenta al diminuire del tempo di pioggia, che deve essere commisurato al tempo di corrivazione della rete, in questo caso veramente limitato (pochi minuti per le coperture ed in presenza di esigui volumi di invaso), leggermente maggiore e con volumi di invaso disponibili per le fognature. Pertanto anche con $T_r=30$ anni, risulterà prudente assumere coefficienti unitari, dell'ordine di 1200-2000 lt/sec/ha, corrispondenti a tempi di pioggia (e quindi di corrivazione) inferiori per le coperture e di compreso tra 400-700 l/sec/ha per le fognature.

5 Analisi idraulica e dimensionamento opere

In questo paragrafo si intendono dimensionare la rete dei collettori ed i dispositivi di presidio idraulico (Vasca di laminazione) al fine di rendere l'intervento "neutro" rispetto al contesto di inserimento.

5.1 Dimensionamento della rete

Per il dimensionamento del nuovo collettore è stato fatto riferimento al consolidato metodo dell'Invaso. Il metodo del volume di invaso, molto usato per il dimensionamento di una rete di collettori appartenenti ad una fognatura bianca, valuta la portata massima defluente in un generico tronco della rete sulla base della considerazione che, durante un qualsiasi istante di tempo, il volume liquido che attraversa la sezione finale di un collettore è pari alla differenza tra volume affluito durante la pioggia e volume invasato a monte.

Pertanto, il deflusso nei collettori e funzione del loro grado di riempimento durante il periodo di pioggia ed i valori massimi delle portate sono connessi con la capacità di accumulo dei vari elementi della rete.

Il metodo è fondato sopra numerose semplificazioni tra le quali l'ammissione di una relazione lineare (o quasi lineare) tra volume invasato e portata defluente, l'ipotesi che i singoli collettori abbiano un funzionamento autonomo (ogni tronco ha un funzionamento che non è influenzato né rigurgitato dagli altri tronchi) e sincrono (il riempimento dei singoli tratti della rete avviene in modo simultaneo) e la supposizione di un deflusso con caratteristiche di moto uniforme all'interno dei tronchi della rete.

Gli sviluppi ed i numerosi affinamenti del metodo hanno perfezionato la sua utilizzazione in sede di proporzionamento; comunque il procedimento di calcolo rimane di tipo iterativo, per cui spesso si presenta lungo e laborioso.

Prendendo infatti in esame la metodologia di calcolo, così detta diretta, si ottiene una espressione della portata massima per unità di area scolante (pari al coefficiente udometrico $u=Q/A$) espresso in funzione dei dati idrologici, del coefficiente di assorbimento del bacino scolante servito e dell'invaso specifico di monte.

Si deve osservare comunque che all'interno di tale espressione del coefficiente (u) compare il volume invasato nel tronco da dimensionare, il quale in realtà non è conosciuto nelle sue dimensioni trasversali; di qui la necessità di procedere per successive iterazioni.

La classica espressione del coefficiente udometrico è la seguente:

$$(1) \quad u = 2168 \cdot n_0 \frac{(\psi/a)^{1/n_0}}{W^{1/n_0-1}}$$

dove:

- u [l/s/ha] = coefficiente udometrico,
- ψ = coefficiente di assorbimento,
- w [m] = invaso specifico (per unità d'area),
- a [mh⁻ⁿ] = costante della curva segnalatrice di pioggia,
- n_0 = $f(n)$
- n = esponente della curva segnalatrice di pioggia.

Per cui, considerando un'area scolante suddivisa per i vari punti di confluenza, come da tabella riportata ed i seguenti dati di piovosità, scabrezza e pendenza, si determina il seguente dimensionamento preliminare:

Esponente curva di pioggia	=	.29927	
Costante curva di pioggia (m/h ⁿ)	=	.05484	
Indice di scabrezza (Bazin)	=	.13	(cautelativo)

Pendenza media collettori	=	5 per mille	
Volume piccoli invasi	=	30 mc/ha	(cautelativo)
Coefficiente di deflusso medio (solo viabilità e parcheggi)	=	0.8	(cautelativo)

Punto	Sup. complessiva sottesa (mq)	Coefficiente di deflusso	Invaso totale (mc)	Portata (mc/sec)	Velocità (m/sec)	c.u. (l/s/ha)	DN (mm)
d1	521	0.8	0.72	0.037	0.97	722.37	300
d2	852	0.8	1.71	0.060	1.13	714.28	400
d3	1489	0.8	3.13	0.075	1.22	620.12	630
d4	2300	0.8	5.59	0.133	1.31	578.76	630
d5	3196	0.8	8.56	0.182	1.45	572.05	630
d6	3196	0.8	10.26	0.151	1.41	474.49	630
s1	822	0.8	0.77	0.067	1.17	827.06	300
s2	1407	0.8	1.80	0.090	1.2	646.46	400
s3	2177	0.8	3.17	0.122	1.27	562.71	630
s4	2814	0.8	5.00	0.156	1.38	555.36	630
s5	2814	0.8	5.85	0.151	1.41	537.31	630
Copertura	1840	0.9		0.475	1.55	2583	2 x 400

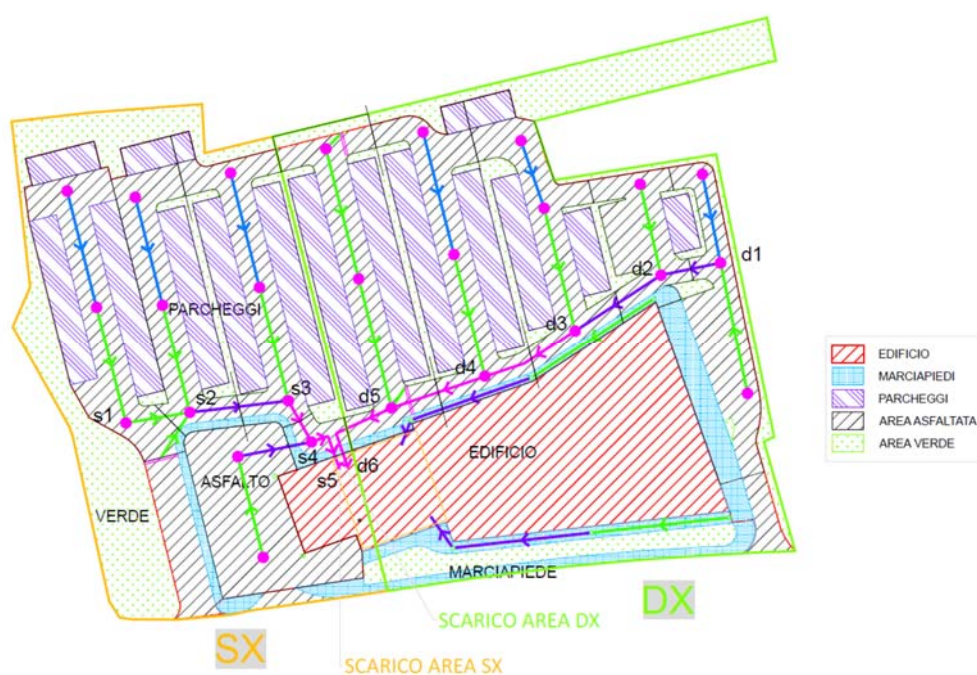


Figura 13 – Schema rete di drenaggio per dimensionamento preliminare

Come si vede i coefficienti udometrici sono in linea con quelli attesi e si consideri che basterebbe assumere un velo d'acqua di 10 mm (un centimetro) per far scendere drasticamente il coefficiente udometrico stesso. In ogni caso il dimensionamento di un collettore da 630 mm per ogni settore del parcheggio e di viabilità, e di 400 mm per ogni lato della copertura, che potrà avere pendenza maggiore, sono in questa fase da considerarsi prudenzialmente corretti.

Si riportano tabelle di produttori, , a conferma dell'asserto.

**TABELLA PORTATE E VELOCITA'
TUBI PVC-U UNI EN 1401 - SN4**

Flow-Rate and velocity chart - U-PVC pipes EN 1401 SN4

Riempimento = 50%		i = 0,5%		i = 1%		i = 2%		i = 3%		i = 5%	
DN (mm)	D int (mm)	Velocità (m/sec)	Portata (m³/sec)	Velocità (m/sec)	Portata (m³/sec)	Velocità (m/sec)	Portata (m³/sec)	Velocità (m/sec)	Portata (m³/sec)	Velocità (m/sec)	Portata (m³/sec)
125	118	0,540	0,003	0,763	0,004	1,080	0,006	1,322	0,007	1,707	0,009
160	151	0,637	0,006	0,901	0,008	1,275	0,011	1,561	0,014	2,016	0,018
200	190	0,740	0,010	1,047	0,015	1,481	0,021	1,813	0,026	2,341	0,033
250	237	0,859	0,019	1,214	0,027	1,717	0,038	2,103	0,046	2,715	0,060
315	299	1,002	0,035	1,418	0,050	2,005	0,070	2,456	0,086	3,170	0,111
400	379	1,176	0,066	1,663	0,094	2,351	0,133	2,880	0,163	3,718	0,210
500	474	1,264	0,120	1,929	0,170	2,728	0,240	3,341	0,295	4,313	0,380
630	597	1,592	0,223	2,251	0,315	3,183	0,446	3,899	0,546	5,033	0,705

Riempimento = 70%		i = 0,5%		i = 1%		i = 2%		i = 3%		i = 5%	
DN (mm)	D int (mm)	Velocità (m/sec)	Portata (m³/sec)	Velocità (m/sec)	Portata (m³/sec)	Velocità (m/sec)	Portata (m³/sec)	Velocità (m/sec)	Portata (m³/sec)	Velocità (m/sec)	Portata (m³/sec)
125	118	0,605	0,005	0,855	0,007	1,209	0,010	1,481	0,012	1,912	0,016
160	151	0,714	0,010	1,009	0,014	1,428	0,019	1,748	0,024	2,257	0,030
200	190	0,829	0,017	1,172	0,025	1,658	0,035	2,031	0,043	2,622	0,055
250	237	0,962	0,032	1,360	0,045	1,923	0,063	2,355	0,077	3,041	0,100
315	299	1,123	0,059	1,588	0,083	2,245	0,118	2,750	0,144	3,550	0,186
400	379	1,316	0,111	1,862	0,157	2,633	0,222	3,225	0,272	4,163	0,351
500	474	1,527	0,201	2,160	0,285	3,055	0,403	3,741	0,493	4,830	0,637
630	597	1,782	0,373	2,521	0,528	3,565	0,747	4,366	0,915	5,637	1,181

Riempimento = 95%		i = 0,5%		i = 1%		i = 2%		i = 3%		i = 5%	
DN (mm)	D int (mm)	Velocità (m/sec)	Portata (m³/sec)	Velocità (m/sec)	Portata (m³/sec)	Velocità (m/sec)	Portata (m³/sec)	Velocità (m/sec)	Portata (m³/sec)	Velocità (m/sec)	Portata (m³/sec)
125	118	0,591	0,006	0,836	0,009	1,182	0,013	1,448	0,016	1,869	0,020
160	151	0,698	0,012	0,987	0,017	1,396	0,025	1,710	0,030	2,207	0,039
200	190	0,811	0,022	1,146	0,032	1,621	0,045	1,986	0,055	2,564	0,071
250	237	0,940	0,041	1,330	0,057	1,880	0,081	2,303	0,099	2,973	0,128
315	299	1,098	0,075	1,552	0,107	2,195	0,151	2,689	0,185	3,471	0,238
400	379	1,287	0,143	1,821	0,202	2,575	0,285	3,153	0,349	4,071	0,451
500	474	1,494	0,258	2,112	0,365	2,987	0,517	3,659	0,633	4,723	0,817
630	597	1,743	0,479	2,465	0,678	3,486	0,958	4,269	1,174	5,512	1,515

Figura 14 – TABELLA PORTATE E VELOCITA' TUBI PVC-U UNI EN 1401 - SN4

Va inoltre considerato che l'ingresso nel nuovo collettore avviene per mezzo di una caditoia grigliata, la quale limita in ogni caso la portata in entrata a quella massima transitabile (indipendentemente dai tempi di ritorno pluviometrici), data la geometria della stessa ed il carico idraulico a cui è sottoposta.

Tabelle di letteratura portano a determinare la portata massima, per le dimensioni e caratteristiche della caditoia esistente ed in funzione del carico idraulico insistente, quale limite fisico, non superabile, del valore di portata.

Come è facile desumere dal grafico, anche con un carico idraulico sulla caditoia di 3 cm, ritenuto plausibile, data la limitata pendenza dell'asfalto in corrispondenza delle caditoie di raccolta delle dimensioni di 40x40 o 50x50 non si superano comunque mai i 10-15 lt/sec/caditoia, confermando l'ordine di grandezza cautelativo del dimensionamento effettuato.

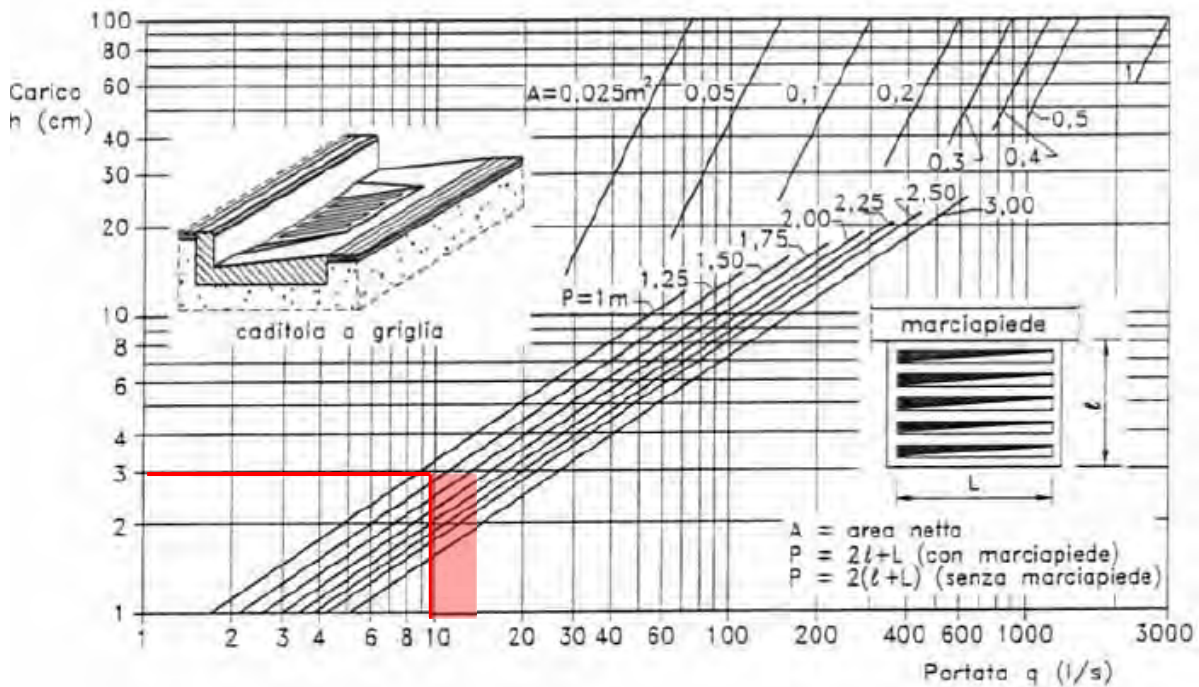


Figura 15 – Grafici portata caditoie

5.2 Verifica della vasca di laminazione e dell'invarianza idraulica

Sempre tenendo presente l'obbligo per le nuove edificazioni di non incrementare in nessun modo il rischio idraulico né sulla rete di drenaggio esistente né per le aree circostanti, in questo paragrafo si vogliono analizzare gli effetti della nuova realizzazione e dimensionare le opere di eventuale compensazione delle stesse, essenzialmente costituiti da volumi di invaso temporaneo delle acque di regimazione.

Una prima stima sommaria dell'ordine di grandezza del volume di invaso da garantire la offre il previgente PAI (Piano di Assetto Idrogeologico della Regione Toscana) che indicava in 200 mc/ha il volume di invaso specifico minimo da garantire per le trasformazioni agricole.

Una tale valutazione semplificata, anche se il PAI risulta superato dall'adozione del P.G.R.A., su una superficie complessivamente urbanizzata di circa 10.607 mq comporterebbe un volume di circa 212 mc, che può essere preso come limite inferiore sommariamente stimato, del volume di invaso.

Un secondo metodo si basa invece su considerazioni più specifiche, maggiormente legate anche alla piovosità del luogo, oltre alla stima della variazione del coefficiente di deflusso.

Si rammenta che la curva di possibilità climatica cautelativamente ritenuta rappresentativa del fenomeno, per le ragioni esposte al paragrafo precedente, è quella con tempo di ritorno 30 anni estratta dallo studio pubblicate dal Servizio Idrologico Regionale (SIR) nel 2014, come da allegato estratto.

$$h_{(30)} = 54.84 \times (t)^{0.29927}$$

in cui la curva di possibilità climatica è espressa come

$$h = a \cdot t^n$$

con t espresso in ore ed h in millimetri di pioggia, Tr = tempo di ritorno ed a, n coefficienti calcolati mediante formule di regressione statistica per le varie stazioni.

Il dimensionamento dei volumi di invaso si tara in questo caso con riferimento alla curva di possibilità climatica, rappresentativa del bacino in cui ricade l'area di intervento, e con considerazioni di invarianza di coefficiente udometrico tra situazione ante operam e post-operam.

E' noto come applicando le formule di dimensionamento dell'invaso per le fognature, se si indicano con ϕ° e w° il coefficiente di afflusso e il volume specifico di invaso prima della trasformazione dell'uso del suolo, e con ϕ e w quelli successivi alla trasformazione, dopo passaggi e semplificazioni, la formula

$$w = w^\circ \left(\frac{\phi}{\phi^\circ} \right)^{\frac{1}{1-n}}$$

esprime la legge di incremento del volume di invaso richiesto all'aumentare del coefficiente di afflusso da ϕ° a ϕ , per non far variare il coefficiente udometrico (lt/sec/ha).

Nel caso delle nuove urbanizzazioni, il valore w° corrisponde terreno non urbanizzato, e quindi tiene conto dei volumi invasati come lama idrica sulla superficie, nel reticolo di drenaggio ante operam, e nelle depressioni e rugosità superficiali. Secondo Datei et al. (1997), nel caso delle zone di bonifica questo valore è dell'ordine dei 100-150 mc/ha (10-15 mm di velo idrico), comprendendo l'intero volume dei canali di drenaggio.

Per gli stessi Autori, nel caso delle fognature in ambito urbano si può assumere un valore di 40-50 mc/ha, comprendente gli invasi di superficie e quelli corrispondenti a caditoie e similari. La stessa indicazione viene riportata da Datei e Natale (1996) ed è considerata un riferimento classico nella pratica ingegneristica, anche se recentemente, il Centro di Studi sui Deflussi Urbani (Paoletti, 1996) ha suggerito di calcolare il volume dei piccoli invasi in ragione di 10-15 mc/ha di area impermeabilizzata.

Dal momento che il modello dell'invaso è un modello concettuale, e che le sue risposte sono tanto meno attendibili quanto più ci si discosta dalle ipotesi sotto le quali è stato definito, pare difficile attribuire al volume dei piccoli invasi un significato strettamente fisico. In pratica, si tratta di un parametro del modello, da stimare caso per caso (p.es. Paoletti, 1996; Centro Studi Deflussi Urbani, 1998). Occorre verificare nelle diverse situazioni se sia possibile stimare il parametro w con il valore del volume disponibile, oppure con quello corrispondente ad un assegnato grado di riempimento dello stesso.

Ciò significa che sarebbero richiesti ulteriori approfondimenti di tipo sperimentale per definire valori attendibili di w° in diverse situazioni antecedenti la trasformazione urbanistica.

Allo stato attuale delle conoscenze, si possono solo proporre valori dei volumi dei piccoli invasi in contesto non urbanizzato leggermente più elevati di quanto suggerito dalla pratica nel campo delle fognature, e al contempo minori di quelli indicati per le bonifiche che paiono troppo ottimistici se riferiti ad eventi di elevato tempo di ritorno e quindi a condizioni di suoli saturi, ed inoltre in assenza di un volume considerevole attribuibile al reticolo di drenaggio minore, presente all'epoca della calibrazione del modello per le bonifiche, ma oggi quasi ovunque scomparso. Ad esempio, si può ipotizzare un intervallo di valori fra 50 e 100 mc/ha, corrispondenti a 5-10 mm di velo d'acqua uniforme equivalente.

Per il calcolo del volume effettivo di invaso da aggiungere, si è invece assunto che i piccoli invasi, dopo la trasformazione, fossero costantemente pari a 15 mc/ha di area impermeabile secondo le indicazioni del Centro di Studi sui Deflussi Urbani in casi in cui comunque l'urbanizzazione presenta basse densità, e 10 mc/ha di area impermeabile nei casi in cui la copertura impermeabile del suolo è più densa.

Per una stima del coefficiente di deflusso medio della superficie urbanizzata si è invece calcolata una media pesata dei coefficienti attribuibili alle singole superfici suddivise per tipologia di finitura, determinando un coefficiente medio pari a 0.63.

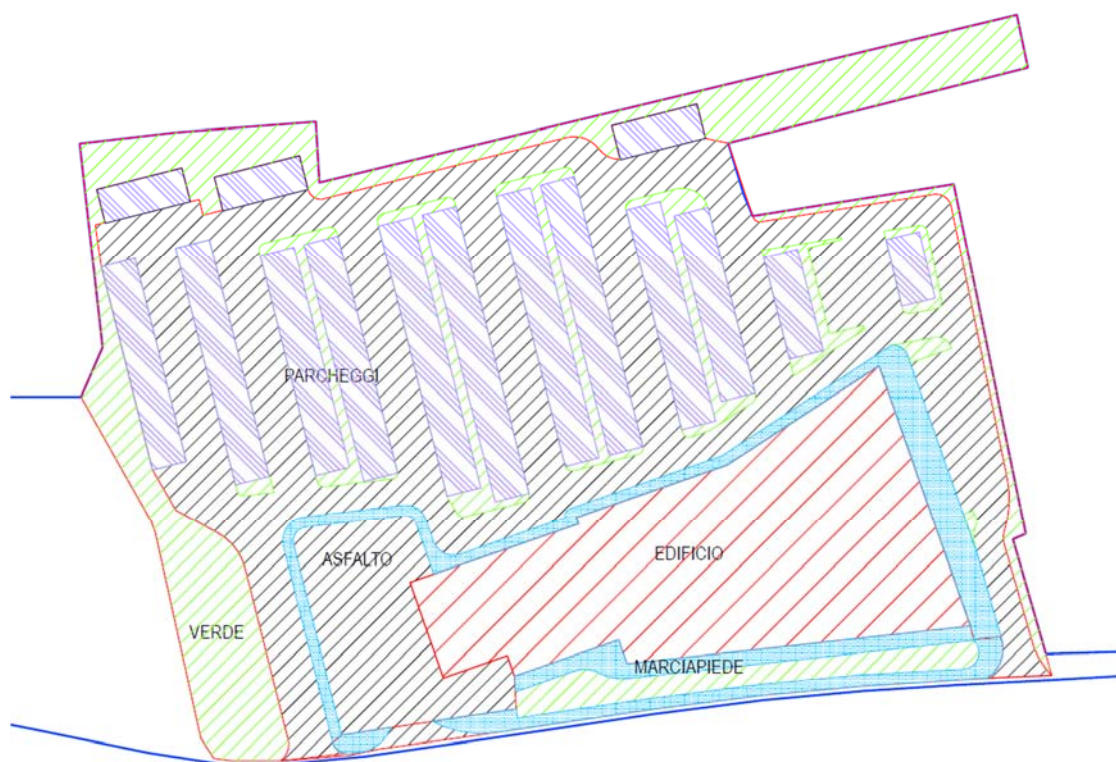


Figura 16 – suddivisione aree per coefficiente di deflusso

Superfici	(mq)	Coefficienti di deflusso
Edificio	1840	0.90
Marciapiedi	705	0.70
Parcheggi	2095	0.30
Asfalto	3835	0.90
Verde	2125	0.20
Totale	10600	0.63

Applicando i valori al caso di Marina di Campo $T_r=200$ anni ($n=0,29927$) e considerando una variazione del coefficiente di afflusso cautelativa da 0,2 (situazione agricola) a 0,63 (valore medio pesato della nuova situazione urbanizzata di tutta l'area trasformata), per una variazione del volume specifico iniziale da 50 fino a 200 mc/ha (valore di riferimento del PAI regionale per il territorio rurale) si determina un valore complessivo di w variabile tra 257 e 771 mc/ha, da cui detraendo 10-15 mc/ha di piccoli invasi, comunque disponibili anche dopo l'urbanizzazione, si determina un w variabile tra 245 e 755 mc/ha.

$$w = w^0 \left(\frac{\phi}{\phi^0} \right)^{\frac{1}{1-n}}$$

w (mc/ha)	257.10	514.20	771.30
w_0 (mc/ha)	50	100	150

volume specifico di compensazione
volume specifico iniziale (aree agricole)

n	0.29927	(Bacino STAGNO)
ϕ	0.63	Coefficiente di deflusso (urbanizzato)
ϕ_0	0.2	Coefficiente di deflusso (agricolo)

Adottando un valore medio-alto di 400 mc/ha, su una superficie ipotetica di circa 10.670 mq di nuove coperture, quali superfici impermeabili da compensare, si determina un volume necessario minimo di compensazione di :

$$400 \text{ mc/ha} \times 1,067 \text{ ha} > 426 \text{ mc}$$

Un volume volano dell'ordine di grandezza minimo di 460 mc, la cui efficacia può essere aumentata con un funzionamento parziale o totale con setti a stramazzo di sfioro, anziché in linea, che raccolga le acque delle nuove coperture e pavimentazioni, anche in funzione di un riutilizzo, è in grado di ripristinare le condizioni di deflusso superficiale ante-operam e in questo caso potrà essere agevolmente realizzato al livello delle fondazioni dei locali servizi, con una vasca stimata di altezza 3.33 mt, di cui utili 2 mt.

Infine un terzo metodo, verifica l'effetto del volume così stimato, applicando alla rete dei collettori il valore dell'invaso complessivo di monte e stimando così la variazione del coefficiente udometrico.

A tale proposito si evidenzia come La nota Legge Regionale 62 del 1985 della Regione Lombardia, prima Regione ad occuparsi organicamente dell'argomento, nelle sue linee guida, indica un valore compreso tra 20 e 40 lt/sec/ha quale riferimento per una portata unitaria "sostenibile".

Applicando il volume d'invaso della vasca di 460 mc, cui sommare i volumi della rete dei collettori all'intera superficie trasformata, depurata delle aree a verde, di circa 8.500 mq. Così facendo si determina una portata all'uscita dell'ordine di 0.021 mc/sec, con un coefficiente udometrico di 24.71 lt/sec/ha, compreso nel range indicato, ad ulteriore conferma della bontà del valore di volume di laminazione adottato.

La portata così laminata, sarà facilmente avviata attraverso il collettore stradale al recapito del Fosso Vuotabotte, con un percorso lungo il nuovo marciapiede e corrispondente alla preesistente fossa di guardia stradale.

6 Considerazioni conclusive

Il posizionamento dell'edificio, il dimensionamento delle opere di messa in sicurezza e delle relative compensazioni sono stato eseguiti in stretta coerenza del quadro conoscitivo allegato al P.O.C. e delle relative schede norma di comparto, recentemente approvati dal Comune di Campo nell'Elba.

Il nuovo edificio e parte di aree adiacenti sono stati portati a quote di sicurezza (con franco minimo 20 cm per l'edificio), mentre per le aree di viabilità interna e di parcheggio si ammette un battente residuo di circa 20 cm, che sarà gestito, coerentemente alle indicazioni del P.O.C. per mezzo di sbarra di chiusura, opportuna segnaletica visiva ed acustica, in coordinamento con l'Ufficio della Protezione Civile del Comune.

Le aree di compensazione sono state integrate in un'area filtro adiacente, sistemata a verde, all'interno di aree anch'esse destinate a tale funzione nel P.U.C. stesso, ponendo attenzione al mantenimento di aree boscate esistenti oltre alla forma in pianta ed in sezione ed alle finiture a verde, al fine di conferire un aspetto di naturalità alla stessa, mantenendo le condizioni di scarico a gravità verso il recapito finale costituito dal Fosso Vuotabotte.

E' stata dimensionata preliminarmente la rete di drenaggio delle acque meteoriche, determinando i volumi di compensazione ai fini della "invarianza idraulica" e verificandone poi l'efficacia in termini di coefficiente udometrico finale complessivo.

La direzione di deflusso e il recapito finale delle acque meteoriche è rimasta immutata, in direzione Ovest-Est verso il Fosso Vuotabotte.

Piombino 14 Novembre 2022

