



STUDIO TECNICO PROGETTAZIONE & CONSULENZA
ING. PIERGIUSEPPE SECHI
VIA GARIBALDI N° 59 - 09170 ORISTANO - TEL/FAX 0783 303968
EMAIL: ST.PROGETTAZIONECONSULENZA@GMAIL.COM
PEC:PIERGIUSEPPE.SECHI@INGPEC.EU



COMUNE DI ORISTANO

Progettista

Ing. Giorgio Demontis

Progettista

Dott. Geol. Giovanni Mele

Timbro e Firma



Timbro e Firma



Committente

SIMACAR srl
Indirizzo: Prol. V. Marrocu S.P. N. 70 - Loc. Fenosu
P. IVA: 01217890951
Indirizzo mail: amministrazione@simacar.it

Firma del Committente

Progetto

PIANO ATTUATIVO IN ZONA "D2" LOCALITA' FENOSU S.P. N.70

Oggetto Tavola

RELAZIONE INVARIANZA IDRAULICA

Collaboratore

Geom. Sergio Naitza

Disegnatore

Geom. Davide Pulisci

Elaborato

All.E int

Codice Documento

Prog. Urb. I int_2020

Scala di Progetto

Data emissione

Luglio 2020

Premessa

Il sottoscritto ingegnere Giorgio Demontis, specializzato in ingegneria idraulica sanitaria, iscritto all'albo di Oristano con il numero 501 ha avuto incarico dalla società SIMACAR SRL nella persona del Signor Silvano Maccioni di procedere alla verifica del rispetto dell'invarianza idraulica conseguente ad un progetto di edificazione sito nel prolungamento Via Marroccu, Oristano, lungo la S.P. 70.

1 *Identificazione oggetto*

Identificazione società : SIMACAR S.R.L., partita IVA 01217890951, PEC simacarsrl@pec.it

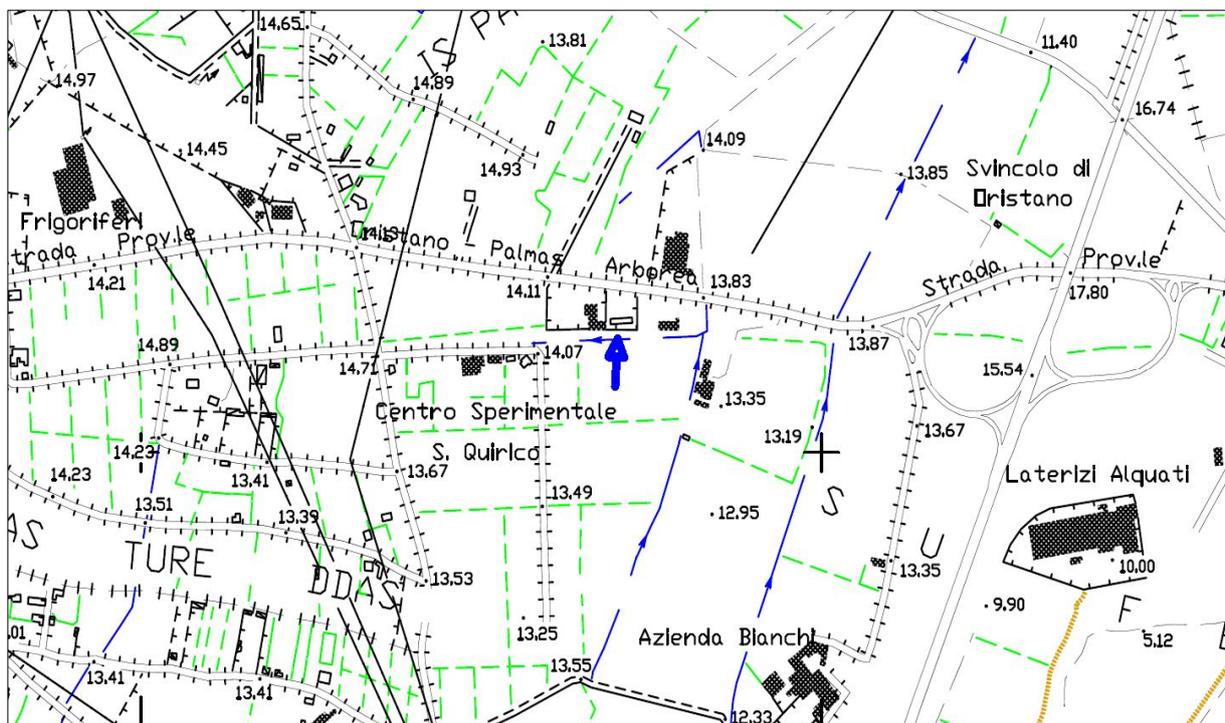
Identificazione del lotto: Comune di Oristano.

Terreni Foglio 17, particella 410, 2470 mq, Ente Urbano.

Fabbricati Foglio 17, particella 410 sub 1.

Zona urbanistica D2, insediamenti produttivi, commerciali, artigianali, industriali. (Art.40 PUC)

Identificazione su CTR 10k Foglio 528083



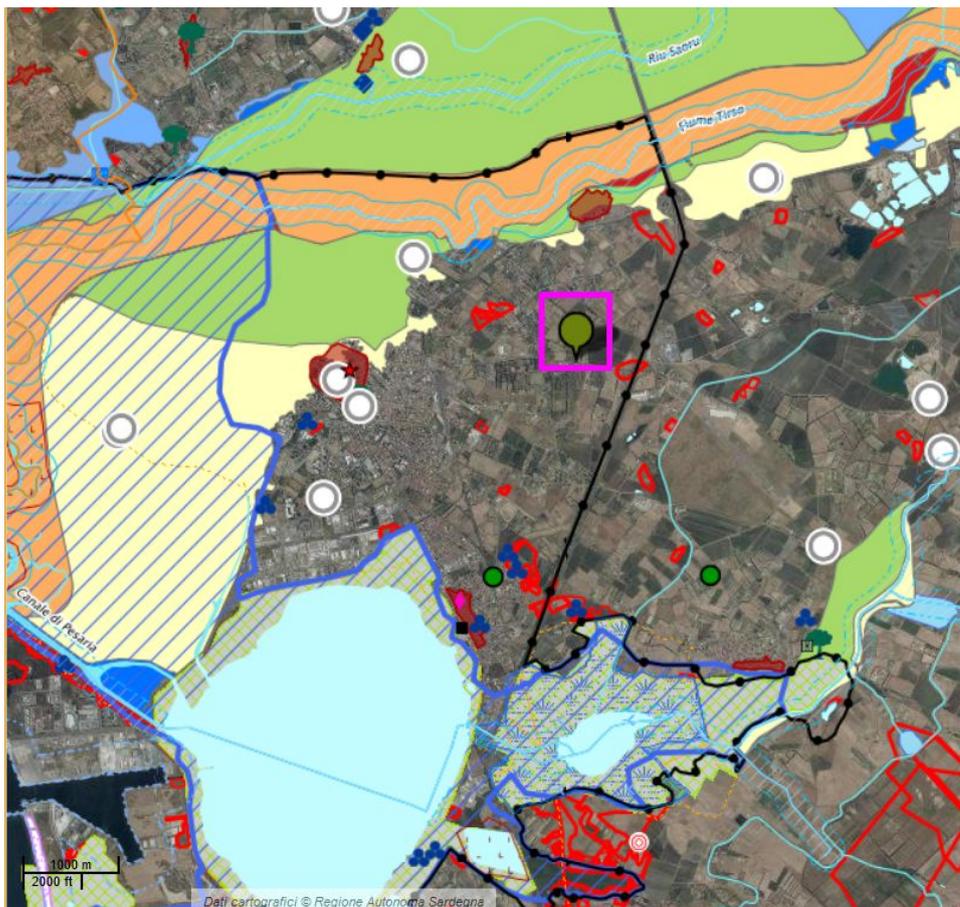
Verifica Esistenza Vincoli su Cartografia Regionale	
Aree incendiate:	no
Vincolo idrogeologico di cui al RDL 3267/1923	no
Vincolo PAI – PSFF	no
Zona Cleopatra	no
Rischio Alluvioni (PGRA)	no

In base all'esame della cartografia regionale non risultano presenti vincoli idrogeologici.

Il comune di Oristano ha adottato lo studio di compatibilità idraulica, geologica e geotecnica dell'intero territorio comunale, ai sensi dell'articolo 8.c.2 delle norme di attuazione del PAI, finalizzata al PUC in data 22/03/2016, a firma dell'associazione di professionisti Pani, Salis, Sanna.

Le norme di attuazione del PAI risultano modificate il 28/10/2019.

L'intervento, non avendo vincoli idrogeologici, non ricade all'interno della fattispecie dell'art.23, per via del comma 2. Come tale non ricade nell'articolo 24.



SIMACAR

Rispetto dell'Art.47 delle norme di attuazione del PAI.

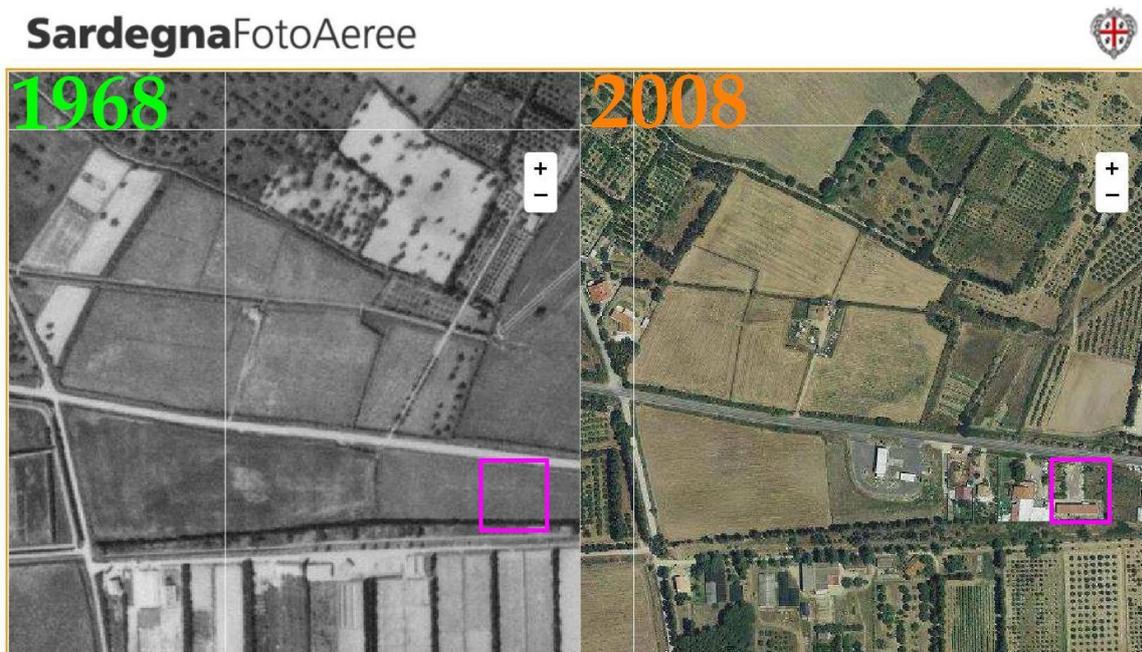
Invarianza idraulica, richiami normativi

1. Per invarianza idraulica si intende il principio in base al quale le portate di deflusso meteorico scaricate dalle aree urbanizzate nei recettori naturali o artificiali di valle non sono maggiori di quelle preesistenti all'urbanizzazione.

2. I comuni in sede di redazione degli strumenti urbanistici generali o di loro varianti generali e in sede di redazione degli strumenti urbanistici attuativi, stabiliscono che le trasformazioni dell'uso del suolo rispettino il principio dell'invarianza idraulica.

6. Gli studi redatti in attuazione dei precedenti commi sono approvati dal Comune competente per territorio che è tenuto, inoltre, a vigilare sull'effettiva attuazione degli interventi atti a garantire il rispetto del principio dell'invarianza idraulica a seguito della trasformazione dei luoghi.

Situazione preesistente all'urbanizzazione e situazione urbanizzata.



2 Caratteristiche dell'intervento previsto.

L'intervento previsto interessa una superficie di 2425 mq.

L'intervento prevede:

- Aumento della superfici di copertura (Tetti).
- Aumento della superficie rivestita (Piazzale)

3 Linee guida e indirizzi operativi per l'attuazione del principio della invarianza idraulica (articolo 47 delle NTA del PAI), relazione aggiornamento maggio 2017

Per le finalità di cui all'articolo 47, risulta necessario calcolare:

La portata di piena ed il corrispondente volume di deflusso, per tempi di ritorno significativi considerando due diverse configurazioni:

- *stato attuale*
- *stato successivo alla realizzazione dell'intervento (anche definito come post-intervento).*

Le previsioni dell'articolo 47 delle NTA del PAI devono essere attuate anche nel rispetto, laddove richiesto, della Direttiva Regionale 69/25 del 10/12/2008 "Disciplina degli scarichi", specificando che **le opere di compensazione** non sono sostitutive delle opere necessarie ai sensi della citata direttiva sugli scarichi (**vasche di prima pioggia**).

La metodologia di seguito descritta e le diverse ipotesi fatte a riguardo devono ritenersi esaustiva e completa ai fini del calcolo e della verifica del principio dell'invarianza idraulica.

Condizioni richieste

- Invarianza del punto di recapito
- Invarianza delle quote altimetriche
- Invarianza della capacità di dreno delle aree limitrofe

Classificazione dell'intervento in base alle linee guida

Gli interventi sono classificati in classi di intervento, basate sulla dimensione dell'intervento. Per ogni classe sono previsti degli specifici adempimenti.

3.1 Definizione della superficie dell'intervento

Superficie territoriale del comparto

L'intervento interessa una superficie di terreno pari a 2425 mq

Riferimento normativo: Linee guida Maggio 2017

3.2 Definizione della classe dell'intervento

In base alla tabella 1 la classificazione risulta **b**, essendo la superficie minore di 5.000 mq.

Tabella 1. Classificazione

Classe	Livello di impermeabilizzazione potenziale	Superficie territoriale
a	trascurabile	inferiore a 0.1 ha
b	modesta	compresa tra 0.1 e 0.5 ha

Procedure richieste per la Classe di intervento b - Modesta impermeabilizzazione potenziale

È opportuno sovradimensionare la rete di dreno rispetto alle sole esigenze di trasporto della portata di picco realizzando nelle condotte e nei canali volumi compensativi cui affidare funzioni di laminazione. A tal fine, in questi casi è opportuno che i tiranti idrici massimi assicurino un'adeguata maggiorazione del franco nelle luci della rete di dreno.

Il calcolo della portata sia nella situazione attuale che in quella di progetto può essere effettuata considerando l'attribuzione dei coefficienti di afflusso calcolati sulla base delle caratterizzazioni del territorio nelle due situazioni.

3.3 Criteri per l'applicazione del principio dell'invarianza idraulica

La verifica complessiva del principio di invarianza idraulica dovrà essere realizzata con riferimento al tempo di ritorno **Tr=50 anni**.

Il dimensionamento della rete di dreno interna all'intervento di trasformazione territoriale è realizzata con riferimento al tempo di ritorno minimo di **Tr=20 anni**. Quest'ultima assunzione potrà essere modificata, esclusivamente in termini di aumento del valore del tempo di ritorno in relazione alla tipologia di urbanizzazione prevista.

3.4 Tempi di ritorno adottati

Caso	Tempo di Ritorno Tr	UM
Verifica Invarianza idraulica	50	Anni
Dimensionamento Rete di dreno interna	20	Anni

3.5 CLASSE DI INTERVENTO b)

Nel caso di interventi di trasformazione territoriale appartenenti alla classe b), il calcolo della portata di progetto per le eventuali opere di compenso ed i corrispondenti volumi, deve essere effettuato calcolando il coefficiente di afflusso

- nello stato attuale (ϕ_a)
- nello stato post-intervento (ϕ_p).

3.5.1 a) ϕ_a - Coefficiente afflusso nello stato attuale (preesistente all'urbanizzazione)

Sulla base della caratterizzazione dell'area in esame la tipologia di terreno allo stato attuale deve essere suddivisa tra impermeabile e permeabile.

Sulla base della Tabella 2 seguente a ciascuna delle suddette tipologie verrà attribuito un valore del coefficiente di afflusso ϕ che permetterà di stimare il ϕ_a , da calcolare come media pesata.

tipologia	ϕ
Permeabile	0,5
Impermeabile	0,8

3.5.2 Descrizione del suolo

Il primo strato di terreno ante intervento risulta costituito da argilla limosa marrone scuro, con scarsa presenza di ciottoli. La potenza risulta circa 1,2 m. In caso di pioggia con ritorno 20 e 50 anni è stato considerato di fatto impermeabile per via della rapida saturazione del primo strato di terreno costituito da argilla limosa e della verosimiglianza di accadimento di eventi meteorici nelle 48 ore precedenti.

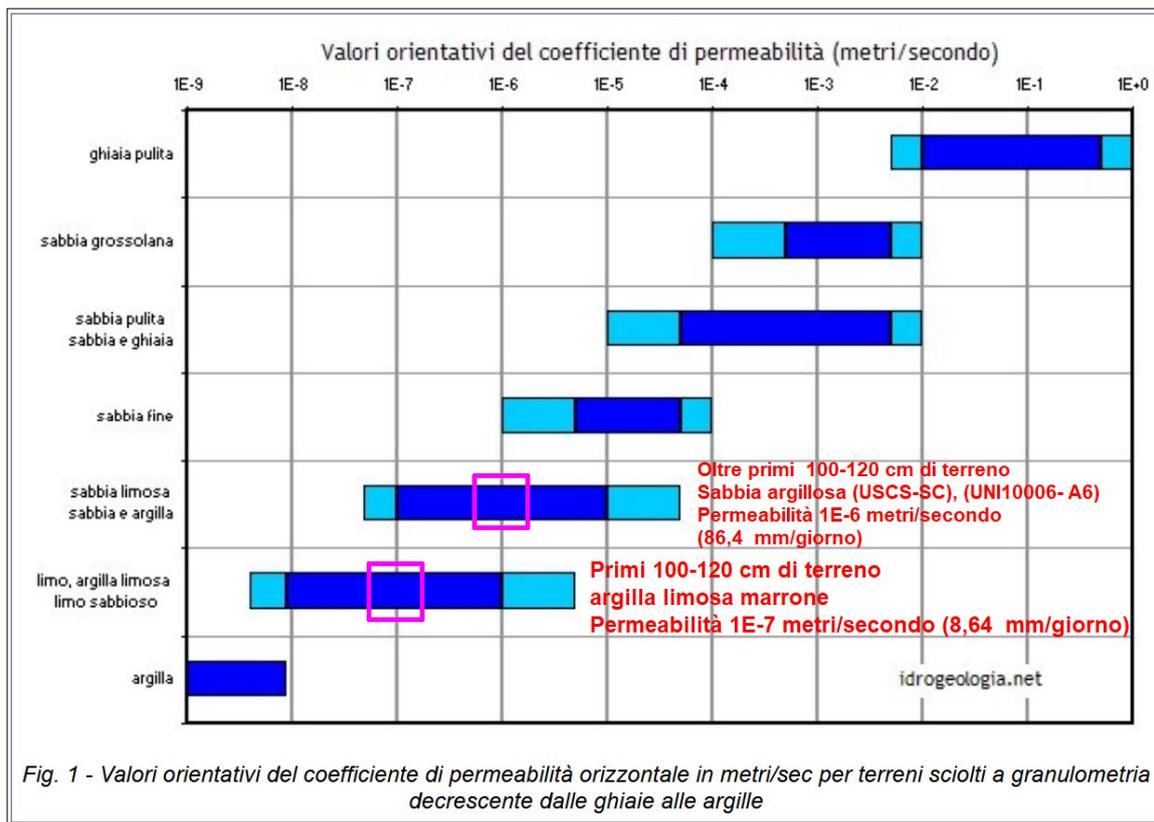


Fig. 1 - Valori orientativi del coefficiente di permeabilità orizzontale in metri/sec per terreni sciolti a granulometria decrescente dalle ghiaie alle argille

3.5.3 Assegnazione del tipo di superficie allo stato attuale

In base a quanto ottenuto dalle informazioni stratigrafiche la ripartizione è stata così determinata:

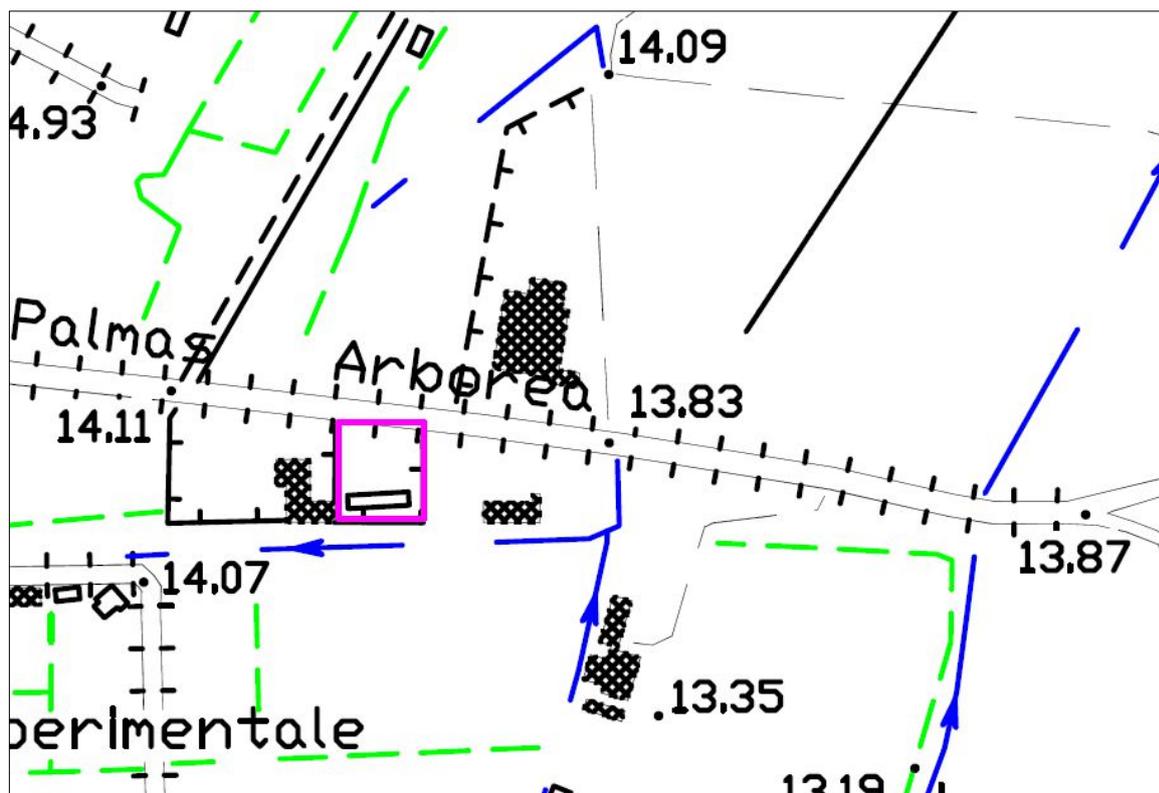
Elemento	%	mq	Peso	Coefficiente afflusso ϕ_a
Superficie totale	100,00%	2425		
Permeabili	0,00%	0	0,00%	0,5
Impermeabili	100,00%	2425	100,00%	0,8

3.5.4 Tempo di corrivazione dello stato attuale

L'area risulta con debole pendenza verso il canale di bonifica. La lunghezza massima della superficie fino al bordo del canale di bonifica risulta circa 70 m, il dislivello medio risulta circa 5 cm, con pendenza media circa 1 per mille (1 m al km) verso il canale di bonifica..

La velocità media di deflusso sul suolo della pioggia netta è stata stimata in circa 7-8 cm al secondo, il tempo di corrivazione del area nello stato attuale viene stimato compreso entro circa 15 minuti.

Estratto dalla CTR con quote al centimetro.



3.6 b) Coefficiente afflusso φ_p - stato post intervento

Per il calcolo del coefficiente di afflusso post-intervento, occorre individuare le destinazioni d'uso previste dall'intervento di trasformazione territoriale a ciascuna delle quali è associato il valore del coefficiente di afflusso φ_p riportato nell'allegato 1 - Coefficienti di afflusso φ e valori del CN.

Il valore del φ_p è pari alla media pesata.

L'intervento attuale si sovrappone ad un intervento risultante in essere almeno dal 2004, come da foto storica di Google Earth. Sull'esistente risulta essere stato riportato uno strato di circa 30 cm di misto granulometrico, successivamente rivestito in cemento, per poter accedere con mezzi all'edificato.

La superficie totale recintata risulta 2425 mq.

La superficie dopo l'intervento risulta così costituita:

<i>Elemento</i>	<i>mq</i>	<i>% area</i>	<i>CN- Tipologia</i>	<i>Coefficiente afflusso j</i>	<i>CN</i>	<i>Peso</i>
Superficie totale	2425	100,00%				
A-Superfici rivestite						
Coperture	600	24,74%	C7	0,9	96	0,22
Piazzale Officina esistente	465	19,18%	P10	0,9	96	0,17
Superfici rivestite esistenti e nuove	438	18,06%	P10	0,9	96	0,16
Totale Impermeabile	1503	61,98%				
B-Superfici non rivestite						
Area terreno originale	622	25,65%		0,8	92	0,21
Area parcheggi: 30 cm di pietrisco 4-8 cm su geotessuto 300 g/mq	0	12,37%		0	92	0,10
Totale non rivestite	622	25,65%				
Totale A+B	2125	87,63%				
Media pesata coefficiente afflusso post intervento φ_p						0,86

I coefficienti utilizzati nelle parti rivestite derivano dai casi sotto riportati.



Al terreno non rivestito è stato assegnato il valore del coefficiente φ_a utilizzato nella parte ante intervento, pari a 0,8.

3.6.1 Tempo di corrivazione dello Stato di progetto

Nello stato di progetto il tempo di corrivazione, essendo previste delle aree verdi nei punti più lontani, non cambia significativamente. Cambia la modalità di deflusso ma non il tempo di corrivazione, essendo riferito al punto idraulicamente più lontano.

Il tempo di corrivazione dello stato di progetto viene considerato contenuto entro 0,25 ore

Calcolo della piena

3.7 Metodo di calcolo dell'idrogramma di piena

L'altezza di precipitazione **h** corrispondente alla durata T_c pari a 15 minuti ed al tempo di ritorno T_r pari a **50** anni verrà calcolata sulla base delle curve di possibilità pluviometrica regionalizzate per la Regione Sardegna. La portata di piena verrà stimata tramite il metodo razionale (indiretto) che fornisce la portata di piena tramite l'espressione:

$$Q = \frac{(\phi \cdot ARF \cdot S \cdot h)}{(3.6 \cdot t_c)}$$

nella quale:

- ϕ è il coefficiente di afflusso che rappresenta l'aliquota di precipitazione che, in occasione della piena, scorre in superficie; (**0,8 stato attuale, 0,86 stato post intervento**)

- **ARF** (Areal Reduction Factor - Coefficiente di Riduzione Areale) esprime il rapporto tra l'altezza di pioggia media su tutto il bacino e l'altezza di pioggia in un punto (centro di scroscio) al suo interno, valutati a parità di durata e di tempo di ritorno; (posto pari ad **1, essendo il bacino poco esteso**)

- **S** è la superficie dell'intervento, espressa in km^2 (**2425/1000/1000=0,002425**)

- **h** è l'altezza di precipitazione, in mm, che cade in un punto del bacino in una precipitazione di durata T_c (**0,25 Ore**) con l'assegnato tempo di ritorno T_r (**50 anni**).

L'evento di precipitazione da considerare ai fini della verifica è dato da uno ietogramma ad intensità costante avente una durata t di 15 minuti. (0,25 ore)

- T_c è il tempo di corrivazione (tempo che occorre alla generica goccia di pioggia caduta nel punto idraulicamente più lontano a raggiungere la sezione di chiusura del bacino in esame) espresso in ore. (**15 minuti, 0,25 ore**)

Ai fini della verifica del principio di invarianza idraulica il tempo di ritorno per il calcolo della portata di pioggia e del corrispondente volume di piena è stato posto pari a 50 anni.

Verranno quindi calcolate le portate di piena **Q_a** (portata stato attuale) e **Q_p** (portata post intervento) ed i corrispondenti volumi **V_a** e **V_p** utilizzando i differenti coefficienti di afflusso precedentemente stimati. (0,80 e 0,86)

La differenza $\Delta Q = Q_p - Q_a$ indica l'incremento di portata al colmo dovuto all'intervento di trasformazione territoriale; Tale valore è corrispondente alla riduzione della portata al colmo scaricata che deve essere assicurata al fine di garantire l'invarianza idraulica.

Simacar Srl.

La differenza $\Delta V = V_p - V_a$ indica il volume minimo di accumulo; le opere compensative devono essere realizzate in modo tale da garantire l'accumulo di tale incremento di volume ΔV .

La formula, sostituendo i valori assegnati costanti, diventa : $Q_p = \frac{\phi \cdot 1 \cdot 0,002425 \cdot h(50; 0,25)}{[3.6 \cdot 0,25]}$

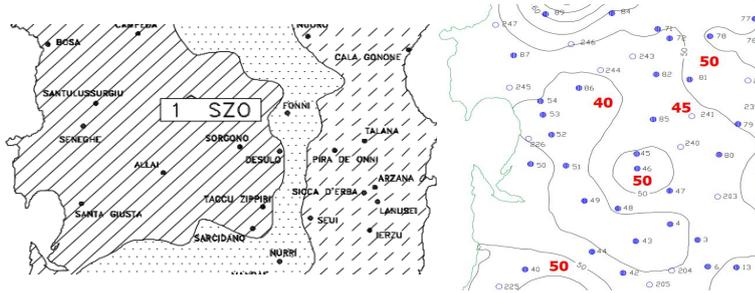
Resta da stimare: l'altezza di precipitazione h (Tr,Tc) con tempo di ritorno 50 anni ed con una durata pari al tempo di corrivazione 0,25 ore, ovvero h (50;0.25).

3.8 Stima dell'idrogramma di piena

L'idrogramma di piena è previsto calcolato sulla base della distribuzione TCEV.

Si utilizzeranno le elaborazioni di possibilità pluviometrica secondo Deidda, Piga, Sechi.

La pioggia indice giornaliera μ_g è stata ricavata dalle carte delle isoiete associata al metodo di calcolo. μ_g è la media dei massimi annui di precipitazione giornaliera. Per Oristano il valore μ_g risulta 40 mm. Oristano risulta appartenere alla sottozona SZO 1.



3.8.1 Eventi estremi di

precipitazione giornaliera

L'altezza di pioggia giornaliera h_T con periodo di ritorno T pari a 50 anni risulta determinato da $\mu_g \cdot K_T$ ed è calcolata mediante l'espressione: $h_T(50) = 40 \cdot [0,69319 + 0,72015 \cdot \text{Log}_{10}(50) + 3,1364E-2 \cdot (\text{Log}_{10} 50)^2]$ (pari a 110,40 mm)

3.8.2 Eventi estremi di precipitazioni brevi ed intense

La pioggia indice giornaliera $\mu(\tau)$ di durata τ (Media dei massimi annui delle piogge di durata τ) può essere espressa in forma monomia $\mu(\tau) = a_1 \cdot \tau^{n_1}$ dove a_1 e n_1 sono determinati in funzione della pioggia indice giornaliera μ_g (40 mm) mediante:

$$n_1 = -0,493 + 0,476 \cdot \log_{10}(\mu_g) \quad \text{ove } \mu_g = 40 \text{ mm} \quad ; \quad a_1 = \frac{[\mu_g]}{[0,886 \cdot 24^{n_1}]}$$

I corrispondenti valori ottenuti dal calcolo sono:

$n_1 : [-0,493 + 0,476 \text{ Log}_{10}(40)]$	0,2695806
$a_1 : [40 / (0,866 \cdot 24^{0,2695806})]$	19,1667358
Pioggia indice giornaliera	
$\mu(\tau) [0,2695806 \cdot 0,25^{19,1667358}] \text{ mm}$	13,1899907

L'altezza di pioggia $h_T(\tau)$, di durata τ (15 minuti) con assegnato tempo di ritorno T (50) anni si ottiene moltiplicando la pioggia indice $\mu(\tau)$ ottenuta per un coefficiente di crescita $K_T(\tau)$, dato da $a_2 \cdot \tau^{n_2}$.

Pioggia indice giornaliera : $\mu(\tau) = a_1 \cdot \tau^{n_1}$

La pioggia $h_T(\tau)$ di durata τ con tempo di ritorno T risulta espressa da :

$\mu(\tau) \cdot K_T(\tau)$, ove $K_T(\tau)$ è il coefficiente di crescita

Il Coefficiente di crescita risulta pari a : $a_2 \cdot \tau^{n_2}$ da cui :

$$h_T(\tau) = \mu(\tau) \cdot K_T(\tau) = (a_1 \cdot a_2) \tau^{(n_1 + n_2)}$$

Nella SZO 1

per tempi di ritorno maggiori di 10 anni risulta :

$$a_2 = 0,4642 + 1,0376 \log_{10}(T)$$

per tempi di corrivazione minori di un ora

$$n_2 = -0,18488 + 0,2296 \log_{10}(T) - 3,321600E-2 \cdot (\log_{10} T)^2$$

Nel caso di T=50 anni, con tempo di corrivazione minore di 1 h, il coefficiente di crescita risulta così determinato:

Elemento	Calcolo	Valore	Risultato, mm
τ	Durata evento, ore	0,25	
T	Tempo di ritorno, anni	50	
a2	$0,4642+1,0379 \text{ Log}(50)$	2,227051	
n2 (< 1h)	$-0,18488+0,2296 \times \text{Log}(50)-0,03216) \times (\log 50)^2$	0,109326	
$K_T(\tau)$	Coefficiente di crescita		1,9138578
$\mu(\tau)$	Pioggia indice giornaliera, mm	13,1899907	
$h_T(\tau)$	Pioggia indice con ritorno 50 anni, minore di 1 h, mm		25,24

Nel caso in esame quindi

- La pioggia indice giornaliera risulta pari a 13,1899907 mm
- La pioggia indice con ritorno 50 anni risulta pari a 25,244479 mm.

3.8.3 Stima della portata di piena

La portata di piena è prevista calcolata con il metodo cinematico. La formula utilizzata è:

$$Q_p = \frac{\phi \cdot ARF \cdot S \cdot h}{(3,6 t_c)} \quad \text{dove } \phi \text{ è il coefficiente di afflusso (aliquota precipitazione che in occasione della piena scorre in superficie)}$$

ARF (Areal Reduction Factor, coefficiente di riduzione Areale) pari ad 1 per piccole superfici

S è la superficie del comparto in kmq

h è l'altezza di precipitazione in mm che cade nel bacino durante una precipitazione con tempo di ritorno pari a 50 anni e di durata 15 minuti, intensità costante

t_c è il tempo di corrivazione espresso in ore

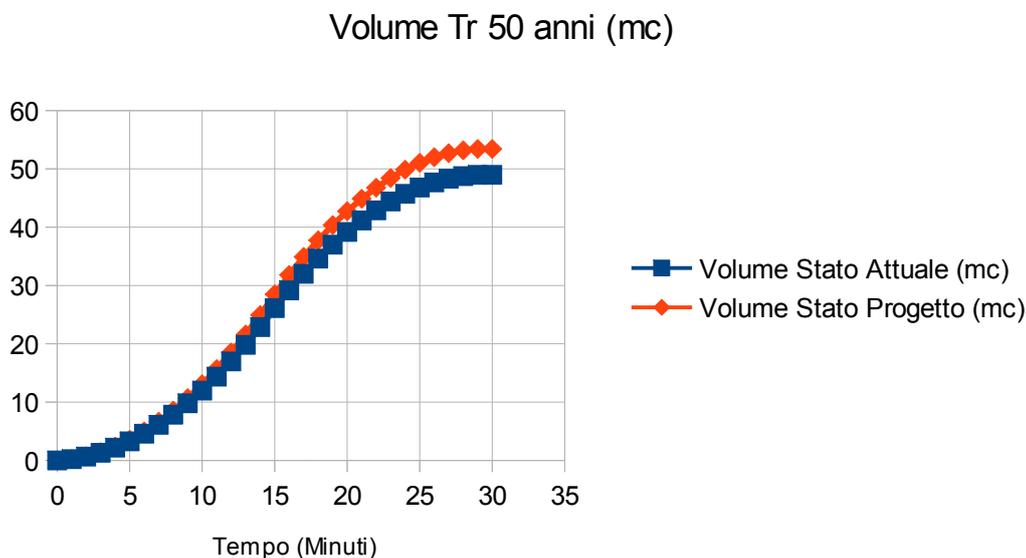
3.9 Stima della portata di piena

ϕ	ARF	S kmq	$h_{50(50,25)}$ mm	t_c , Ore	Portata mc/s	Portata litri/s	Elemento
0,80	1	0,002425	25,24	0,25	0,05	54,414341	Stato Attuale
0,86	1	0,002425	25,24	0,25	0,06	58,630050	Progetto

3.9.1 Differenza fra le portate allo stato attuale e di progetto

Elemento	Litri/s	Durata minuti	Volume litri	Volume mc
Portata allo Stato attuale	54,41	15	48.969	48,97
Portata di progetto	58,63	15	52.767	52,77
Differenza stato progetto / stato attuale	4,22	15	3.798	3,80

3.9.2 Grafico di comparazione fra volumi allo stato attuale e di progetto.



Misure compensative necessarie

Risulta richiesto un sistema di compensazione di volume utile pari a circa 3800 litri.

3.10 Volume di compensazione

Il volume di compensazione risulta dovuto alle sole superfici impermeabili.

Vengono di seguito determinati i contributi delle varie superfici alla portata da compensare.

Elemento	Superficie Elemento mq	% sul totale	Volume totale da compensare	Volume di compensazione associato all'elemento, Litri
Coperture	600	39,92%	3798	1.516,17
Altre superfici rivestite	438	29,14%	3798	1.106,80
Piazzale Officina	465	30,94%	3798	1.175,03
Somma superfici impermeabili	1503		Somma volumi	3.798,00

3.11 Rispetto dell'invarianza del recapito

Le acque sono previste recapitate in prossimità dello stesso recapito precedente, costituito dal canale di bonifica esistente.

3.12 Accumulo delle acque da compensare

E stata prevista una trincea di accumulo drenante entro la proprietà, prossima al canale di bonifica. La trincea è prevista con le seguenti dimensioni:

Lunghezza 23 m, profonda 1,3 m (profondità utile 1 m, franco 30 cm), larga 0,6 m. Sono previsti nella trincea tre pozzetti da 80x80x80 cm interni.

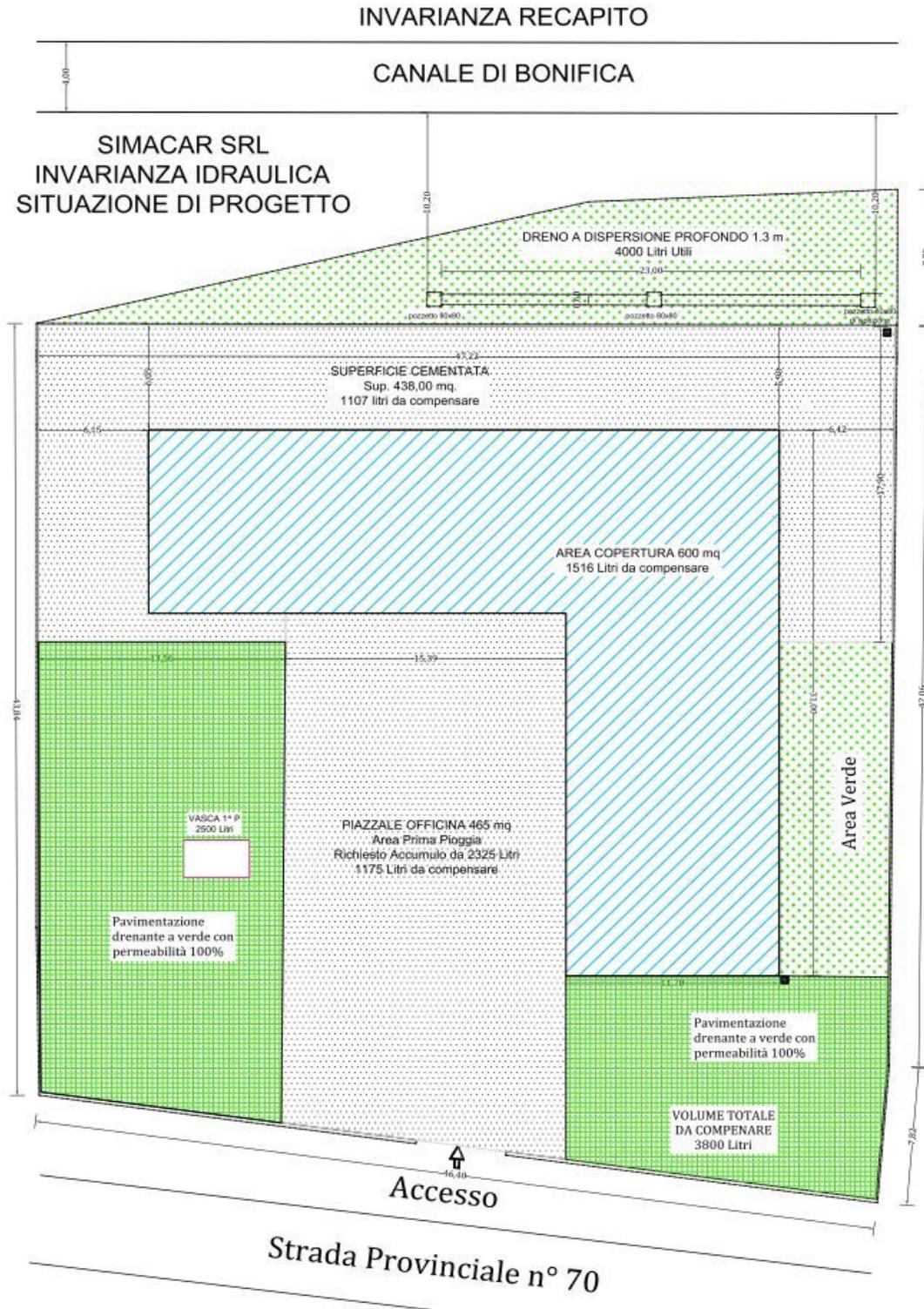
Il volume utilizzabile risulta pari a circa 13,8 mc. La trincea è prevista riempita con pietrame 56/90.

Simacar Srl.

Il volume disponibile risulta il 30% circa del volume utilizzabile, ovvero almeno 4000 litri.
Il volume complessivo richiesto per la compensazione risulta 3800 litri.

3.13 Riepilogo delle superfici e dei volumi di compensazione

Viene riportata una tavola contenente l'identificazione delle superfici ed i relativi volumi da compensare



Simacar Srl.

3.14 Modalità della compensazione

Le acque da compensare provenienti dalle coperture, provviste di gronde, circa 1520 litri, sono previste recapitate in pozzetti di tipo prefabbricato senza fondo da 80x80x80 cm ognuno, poggiati su circa 50 cm di pietrame pezzatura 56/90, al fine di raggiungere lo strato maggiormente drenante ubicato a quota 1,2 m dal piano campagna. Il pietrame è previsto separato dai pozzettoni mediante geotessuto da 300 g/mq. I pozzetti sono in comunicazione con la trincea di accumulo di cui al punto 5.3 della presente relazione.

Le acque da compensare provenienti dalle aree rivestite, circa 1110 litri, sono previste recapitate nei pozzetti del dreno di cui al punto 5.3 della presente relazione (Trincea di accumulo drenante).

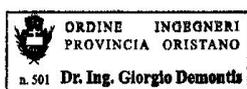
Le acque precipitate nel piazzale di ingresso dell'officina, di superficie pari a 465 mq sono previste essere convogliate in un sistema di prima pioggia. Il volume da compensare risulta pari a 1175 litri.

L'area interessata dalla prima pioggia risulta pari a 465 mq. Il volume associato ai primi 5 mm di pioggia risulta pari a 465 mq x 5 mm, circa 2400 litri. Tale volume è previsto essere trattato in conformità alle specifiche di cui alla DGR 69/25.

Il volume di prima pioggia è previsto essere utilizzato anche come capacità di compensazione del solo piazzale officina. La raccolta dell'acqua proveniente dal piazzale officina è prevista avvenire mediante apposite griglie. L'acqua raccolta nella vasca di prima pioggia, verrà quindi inviata, secondo le tempistiche previste dalla DGR 69/25, ad una unità di dissabbiamento e disoleazione e quindi inviata al dreno di dispersione tra 48 e 72 ore dal termine della precipitazione, in accordo con l'articolo 24 comma 3 della DGR 69/25.

Oristano, Luglio 2020

Ingegnere Giorgio Demontis, Ingegnere Idraulico, Albo Oristano 501



Dott. Giovanni Mele, Geologo, Ordine Geologi Regione Sardegna, n.43



20191229_SIMACAR_INVARIANZA_IDRAULICA_7.odt								
Data	Pagine	Paragrafi	Parole	Caratteri	Tabelle	Immagini	Oggetti	Revisione.
20/07/20	15	372	2957	19424	11	13	6	7.0